

AALTO-YLIOPISTO
Insinööritieteiden korkeakoulu
Yhdyskunta- ja ympäristötekniikan laitos
Georakentaminen
Pohjarakennus ja maamekaniikka

Suvi Saljola
MAALUISKIEN STABILITEETTITARKASTELUT
ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ EUROKOODIN MUKAAN

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytetyönä tarkastettavaksi diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 29.8.2011

Valvoja: Professori Pauli Vepsäläinen

Ohjaaja: Diplomi-insinööri Matti Honkaniemi, FCG Finnish Consulting Group Oy

AALTO-YLIOPISTO INSINÖÖRITIEIDEN KORKEAKOULU PL 12100, 00076 Aalto http://www.aalto.fi		DIPLOMITYÖN TIIVISTELMÄ	
Tekijä: Suvi Saljola			
Työn nimi: Maaluiskien stabiiliteettitarkastelut elementtimenetelmällä eurokoodin mukaan			
Tutkinto-ohjelma: Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka			
Pää-/sivuaine: Georakentaminen			
Professuuri: Pohjarakennus ja maamekaniikka		Koodi: Rak-50	
Työn valvoja: Professori Pauli Vepsäläinen			
Työn ohjaaja(t): DI Matti Honkaniemi			
<p>Tiivistelmä:</p> <p>Suomessa on otettu käyttöön uusi Euroopan yhteinen suunnittelustandardi eurokoodi EN 1997, josta Ympäristöministeriö (YM) ja Liikenne- ja viestintäministeriö (LVM) ovat laatineet omat kansalliset liitteensä. YM:n liite koskee talonrakennussuunnittelua ja LVM:n liite väyläsuunnittelua. Molemmista liitteistä on laadittu geoteknisen suunnittelun soveltamisohjeet, ensimmäinen Suomen Rakennusinsinöörien Liiton ja toinen Liikenneviraston toimesta.</p> <p>Eurokoodin mukainen geotekninen suunnittelu eroaa stabiiliteetin osalta aiemmasta siten, että aikaisemmin pääasiassa käytetyn kokonaisvarmuusmenettelyn sijasta lopullinen laskenta voidaan suorittaa nyt vain osavarmuusmenettelyllä. Eurokoodi suosittelee tietyissä tilanteissa stabiiliteetin laskemista elementtimenetelmällä antamatta kuitenkaan mitään ohjeistusta elementtimenetelmän käytöstä. Tämän työn tarkoituksena on tutkia, miten eurokoodi soveltuu elementtimenetelmään perustuvaan stabiiliteettilaskentaan. Työssä pyritään selvittämään, mitä käytännön eroja on laskennassa vanhan kokonaisvarmuusmenettelyn ja eurokoodin mukaisen osavarmuusmenettelyn välillä. Tarkoituksena on myös tutkia, miten vanhalla ja uudella mitoitustavalla saadut laskentatulokset eroavat toisistaan.</p> <p>Työn teoriaosassa esitellään erilaisten stabiiliteettilaskentamenetelmien perusteita sekä selvitetään niiden etuja ja rajoituksia. Työssä esitellään myös eurokoodin kansallisten liitteiden sisältöä stabiiliteetin osalta. Tutkimusosassa tarkastellaan työnaikaisen ratakaivantopoikkileikkauksen stabiiliteettia. Laskelmat tehdään elementtimenetelmään perustuvalla Plaxis -ohjelmalla sekä RATO 3:n että eurokoodin mukaan. Vertailulaskelmia tehdään lamellimenetelmään perustuvalla ohjelmalla GeoCalc.</p> <p>Tutkimuksen perusteella voidaan todeta, että eurokoodi hankaloittaa hieman elementtimenetelmään perustuvaa stabiiliteettilaskentaa. Kun murto- ja käyttörajatila on aiemmin voitu tarkastaa yhdellä laskelmalla, nyt laskelmat tulee tehdä molemmille tapauksille erikseen. Käytettäessä myötölujittuvaa materiaalmallia, jossa ei ole automaattista lujisuuden pienentämisproseduuria on oltava erityisen tarkkana lujuusparametrien redusoinnissa ja oikeiden parametrien syöttämisessä ohjelmaan.</p>			
Päivämäärä: 29.8.2011		Kieli: suomi	
		Sivumäärä: 80 + 5(liitteet)	
Avainsanat: stabiiliteetti, eurokoodi, elementtimenetelmä, lamellimenetelmä			

AALTO UNIVERSITY SCHOOL OF ENGINEERING PO Box 12100, FI-00076 AALTO http://www.aalto.fi		ABSTRACT OF THE MASTER'S THESIS	
Author: Suvi Saljola			
Title: Stability calculations of earth slopes by Finite Element Method according to Eurocode			
Degree Programme: Structural Engineering and Building Technology			
Major/Minor: Geoengineering			
Professorship: Soil Mechanics and Foundation Engineering		Code: Rak-50	
Supervisor: Professor Pauli Vepsäläinen			
Instructor(s): Matti Honkaniemi, M.Sc			
<p>Abstract: A new European design standard, Eurocode EN 1997, has been introduced in Finland. Both the Ministry of the Environment and the Ministry of Transport and Communications have released a National Annex according to Eurocode, the first of which concerns building construction design and the second concerns transport system planning. The Finnish Association of Civil Engineers and the Finnish Transport Agency have published their geotechnical design guides based on the National Annexes.</p> <p>Geotechnical design according to Eurocode concerning stability analysis differs from former design so, that the calculation is now based on partial safety factors as opposed to a total safety factor. Eurocode recommends the use of Finite Element Method (FEM) in stability analysis in some cases; however no instructions of the use of FEM are given. The purpose of this thesis is to study how Eurocode is suited to FEM -based stability analysis and how calculations by the new and the old method differ from each other in practice. Another purpose of this study is to explore the disparity between calculation results reached by the new and the old method.</p> <p>In the review section, the basics of different stability calculation methods with their advantages and limitations are presented. Furthermore the stability sections of the National Annexes of Eurocode are studied. In the examination part of this thesis, stability of a railway excavation is calculated using a FEM -based computer program Plaxis. Calculations are made according to both RATO 3 and Eurocode. Reference calculations are made using the computer program GeoCalc, which is based on Limit Equilibrium Method.</p> <p>According to this study is found out that the use of Eurocode makes FEM -based stability calculation slightly more difficult. While ultimate limit state and serviceability limit state have been examined with the same calculation before, they must now be examined separately. When using a hardening plasticity material model that does not include an automatic strength reduction method, one has to be extra careful reducing the strength parameters manually and inserting the right parameters in the program.</p>			
Date: 29.8.2011		Language: finnish	
		Number of pages: 80 + 5(appendices)	
Keywords: stability, Eurocode, Finite Element Method, Limit Equilibrium Method			

ALKUSANAT

Tämä diplomityö tehtiin opinnäytetyönä FCG Finnish Consulting Groupissa yhteistyössä Helsingin Kaupunkisuunnitteluviraston kanssa.

Työn ohjaajana toimi DI Matti Honkaniemi FCG Finnish Consulting Group Oy:stä ja valvojana Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan professori Pauli Vepsäläinen.

Haluan kiittää Matti Honkaniemeä työn ohjaamisesta ja Pauli Vepsäläistä työn valvomisesta ja neuvoista työn aikana. Haluan osoittaa kiitokset myös Pekka Leivolle ja Jukka Tarkkalalle Helsingin Kaupunkisuunnitteluvirastosta työhöni sopivien laskentakohteiden hankkimisesta ja laskelmien rahoituksesta. Kiitokset myös Helsingin Geon Kalle Rantalalle sekä Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratorioinsinööri Matti Lojanderille yhteistyöstä pohjatutkimusten ja laboratoriokokeiden parissa.

Lopuksi kiitän vielä perhettäni ja ystäviäni, jotka ovat kannustaneet minua koko opiskeluajan. Erityiskiitokset puolisololleni Jörnille.

Helsingissä 29.8.2011

Suvi Saljola

SISÄLLYSLUETTELO

DIPLOMITYÖN TIIVISTELMÄ	2
ABSTRACT OF THE MASTER'S THESIS	3
ALKUSANAT	4
SISÄLLYSLUETTELO	5
MERKINNÄT JA LYHENTEET	7
1. JOHDANTO	9
1.1. Taustaa	9
1.2. Tutkimuksen tavoitteet ja sisältö	10
2. EUROKOODI EN 1997	12
2.1. Taustaa	12
2.2. Stabiliateetti EN 1997:n YM:n kansallisen liitteen mukaan	13
2.2.1. Yleistä	13
2.2.2. Murtorajatila	15
2.2.3. Käyttörajatila	16
2.3. Stabiliateetti EN 1997:n LVM:n kansallisen liitteen mukaan	17
2.4. Eroja aiempaan käytäntöön	19
3. STABILITEETTI	20
3.1. Yleistä	20
3.2. Huokospaineen merkitys	21
3.3. Laskentamenetelmän valinta	24
4. LASKENTATEORIAA	26
4.1. Lamellimenetelmät (LEM)	26
4.1.1. Yleistä	26
4.1.2. Bishopin menetelmä	29
4.1.3. Janbun yksinkertaistettu menetelmä	29
4.1.4. Morgenstern–Price -menetelmä	30
4.1.5. Huomioitavaa lamellimenetelmien käytöstä	31
4.2. Elementtimenetelmä (FEM)	32
4.2.1. Periaate	32
4.2.2. Jännitys–siirtymäanalyysi elementtimenetelmällä	35
4.2.3. Kimmoplastiset mallit	38
4.3. Plaxis -ohjelman materiaalmallit	40
4.3.1. Mohr–Coulombin malli (M–C)	40
4.3.2. Hardening Soil -malli (HS)	44
4.4. Strength reduction method (SRM)	48
4.5. Elementtimenetelmän edut	50
4.6. Huomioitavaa elementtimenetelmän käytöstä	50

5.	STABILITEETTI LASKELMAT	52
5.1.	Laskentakohteen esittely.....	52
5.1.1.	Yleistä.....	52
5.1.2.	Parametrien määrittäminen	54
5.2.	Mallinnus ja laskentatulokset	56
5.2.1.	Stabiliteettilaskelmat lamellimenetelmällä.....	56
5.2.2.	Stabiliteettilaskelmat elementtimenetelmällä	63
6.	JOHTOPÄÄTÖKSET	76
6.1.	Laskentatulosten vertailu	76
6.2.	Päätelmät	76
6.3.	Ehdotus jatkotoimenpiteistä	78
	LÄHDELUETTELO	79

LIITTEET:

Liite 1	Mohr–Coulombin materiaalmallin myötöfunktio ja plastiset potentiaalifunktiot
Liite 2	Elementtilaskennoissa käytetyt maaparametrit, laskenta RATO 3:n mukaan
Liite 3	Elementtilaskennoissa käytetyt maaparametrit, laskenta eurokoodin mukaan, murtorajatilatarkastelu
Liite 4	Elementtilaskennoissa käytetyt maaparametrit, laskenta eurokoodin mukaan, käyttörajatilatarkastelu
Liite 5	GeoCalc -laskennoissa käytetyt maaparametrit

MERKINNÄT JA LYHENTEET

A	Skemptonin huokospaineparametri [-]
c'	tehokas koheesio [kN/m^2]
C_d	rajoittava mitoitusarvo kuorman vaikutukselle [kN]
E	kimmomoduuli [kN/m^2]
E_d	kuormien vaikutusten mitoitusarvo [kN]
E_{oed}	tangenttimoduuli [kN/m^2]
E_{ur}	kuorman vähennys- tai toistokuormitusvaiheen sekanttimoduuli [kN/m^2]
E_{50}	sekanttimoduuli [kN/m^2]
f	myötöfunktio
$G_{kj,inf}$	pysyvä edullinen kuorma [kN]
$G_{kj,sup}$	pysyvä epäedullinen kuorma [kN]
K_{FI}	kuormakerroin [-]
K_0^{nc}	normaalikonsolidoituneen tilan lepopaine kerroin [-]
m	jännityseksponentti [-]
p'	tehokas hydrostaattinen jännitys [kN/m^2]
q	deviatorinen jännitys [kN/m^2]
Q_k	muuttuva epäedullinen kuorma [kN]
R_d	kestävyyden mitoitusarvo [kN]
R_f	murtosuhde [-]
s	leikkauslujuus [kN/m^2]
u	huokosvedenpaine [kN/m^2]
$\delta\varepsilon_v$	tilavuudenmuodonmuutoksen inkrementti [%]
$\delta\gamma$	leikkausmuodonmuutoksen inkrementti [%]
ε_a	akσιαalinen muodonmuutos [%]
ε_r	säteen suuntainen muodonmuutos [%]
$\gamma_{c'}$	tehokkaan koheesion osavarmuusluku [-]
γ_{cu}	suljetun leikkauslujuuden osavarmuusluku [-]
$\gamma_{Gkj,inf}$	pysyvän edullisen kuorman osavarmuuskerroin [-]
$\gamma_{Gkj,sup}$	pysyvän epäedullisen kuorman osavarmuuskerroin [-]
γ_Q	muuttuvan kuorman osavarmuuskerroin [-]
γ_{qu}	yksiakσιαalisen puristuslujuuden osavarmuusluku [-]
γ_{Rc}	kestävyyden osavarmuusluku [-]

γ_γ	tilavuuspainon osavarmuusluku [-]
$\gamma_{\phi'}$	tehokkaan leikkauskestävyyskulman osavarmuusluku [-]
ϕ'	tehokas leikkauskestävyyskulma [°]
ν	Poissonin luku [-]
σ'	tehokas normaali jännitys [kN/m^2]
$\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$	tehokkaat pääjännitykset [kN/m^2]
τ	leikkausjännitys [kN/m^2]
Ψ	dilataatiokulma [°]
$\Psi_{0,i}$	kerroin ominaisarvon muuntamiseksi edustavaksi arvoksi [-]
CC	seuraamusluokka
FEM	elementtimenetelmä (Finite Element Method)
FOS	varmuusluku (Factor of safety)
GLE	yleinen rajatasapainomenetelmä (Generalized limit equilibrium method)
HS	Hardening Soil -materiaalimalli
LEM	rajatasapainomenetelmä (Limit Equilibrium Method)
M–C	Mohr–Coulombin materiaalimalli
OCR	ylikonsolidaatiosuhde (Overconsolidation ratio)
ODF	ylimitoituskerroin (Over design factor)
POP	esikonsolidaatiojännitys (Pre-overburden pressure)
RC	luotettavuusluokka
SRF	lujuuden pienentämiskerroin (Strength reduction factor)
SRM	lujuuden pienentämismenetelmä (Strength reduction method)

1. JOHDANTO

1.1. Taustaa

Eräs geoteknisessä suunnittelussa usein esiintyvä mitoitustehtävä on penkereen tai luiskan stabiliteetin laskenta. Stabiliteetti on perinteisesti määritetty nk. lamellimenetelmällä (LEM), jossa maa jaetaan kuvitteellisiin pystysuoriin viipaleisiin ja sortuma tapahtuu tietyn muotoista liukupintaa pitkin. Viipaleisiin vaikuttavia kuormituksia verrataan kestävyYTEEN, ja näiden suhde ilmaisee varmuuden murtumista vastaan. Stabiliteettiongelmat muodostuvat kuitenkin usein staattisesti määräämättömiksi tuntemattomien muuttujien määrästä johtuen, mistä syystä tasapainoehtojen lisäksi pitää muodostaa oletuksia esim. lamellienvälisistä voimista, jotta ongelma voidaan ratkaista. Lamellimenetelmien toinen heikkous on se, että löytääkseen vaarallisimman liukupinnan kokemattoman laskijan täytyy kokeilla useita eri menetelmiä ja liukupinnan esiintymisalueita.

Stabiliteetti voidaan määrittää myös elementtimenetelmään (FEM) perustuvilla laskentaohjelmilla, joissa ongelman geometria jaetaan pieniin, esim. kolmionmuotoisiin elementteihin ja kuormituksesta aiheutuvat siirtymät lasketaan näiden elementtien solmupisteissä. Siirtymistä ratkaistaan edelleen muodonmuutokset ja jännitykset. FEM-ohjelmissa varmuus sortumaa vastaan lasketaan pienentämällä maan lujuutta tai kasvattamalla kuormia murtumispisteeseen asti, jolloin varmuuskertoimeksi tulee murtohetkeä vastaava arvo. FEM -menetelmän etuina on, että liukupinnan paikkaa ja muotoa ei tarvitse etukäteen määrittellä, ja samalle mallille saadaan laskettua sekä murtotila, siirtymät että huokosvedenpaineen muutokset. Siirtymien määrittäminen on erityisen tärkeää silloin, kun luiskan läheisyydessä on muodonmuutoksille herkkiä rakennuksia tai rakenteita, tai kun kaivannon pohjan noususta voi aiheutua ongelmia. Erityisen hyödyllisiä FEM -ohjelmat ovat tapauksissa, joissa kohteen geometria, pohjasuhteet tai kuormitus ovat monimutkaisia. Tällaisia tapauksia ovat esimerkiksi vaiheittainen kaivu tai pengerrys ja penger sivukaltevassa maastossa.

Suomessa on otettu käyttöön uusi Euroopan yhteinen suunnittelustandardi eurokoodi EN 1997, josta Ympäristöministeriö (YM) ja Liikenne- ja viestintäministeriö (LVM) ovat laatineet omat kansalliset liitteensä. YM:n liite koskee talonrakennussuunnittelua ja LVM:n liite väyläsuunnittelua. Molemmista liitteistä on laadittu geoteknisen suunnittelun

soveltamisohjeet, ensimmäinen Suomen Rakennusinsinöörien Liiton ja toinen Liikenneviraston toimesta.

Eurokoodin mukainen suunnittelu eroaa stabiliteetin osalta siten, että aikaisemmin pääasiassa käytetyn kokonaisvarmuusmenettelyn sijasta laskenta voidaan suorittaa nyt vain osavarmuusmenettelyllä. Eurokoodi myös suosittelee tietyissä tilanteissa stabiliteetin laskemista elementtimenetelmällä antamatta kuitenkaan mitään ohjeistusta elementtimenetelmän käytöstä. Laskentakäytännön muutos ja edellä mainittu ohjeistuksen puute luovat selkeän tarpeen tehdä vertailua vanhan ja uuden menettelyn välillä keskittyen erityisesti elementtimenetelmän eurokoodin mukaiseen soveltamiseen.

1.2. Tutkimuksen tavoitteet ja sisältö

Tutkimuksen tavoitteena on vertailla vanhan kokonaisvarmuusmenettelyn mukaista ja eurokoodin mukaista stabiliteettilaskentaa esimerkkikohteen avulla. Laskennat tehdään elementtimenetelmällä, ja samalla tehdään lamellimenetelmään perustuvia referenssilaskelmia. Tutkimuksessa pyritään selvittämään seuraavia asioita:

- Miten eurokoodin mukainen osavarmuusmenettely soveltuu FEM -pohjaiseen stabiliteettilaskentaan?
- Antaako elementtimenetelmä esimerkkilaskennoissa samankaltaisia varmuuslukuja kuin lamellimenetelmä?
- Miten eurokoodin mukaisia osavarmuuslukuja sovelletaan laskentaparametreihin eri tapauksissa?
- Miten eurokoodimenettelyllä lasketut varmuudet poikkeavat kokonaisvarmuusmenettelyllä lasketuista varmuuksista?

Tässä diplomityössä tehdään murto- ja käyttörajan tilan stabiliteettitarkasteluja työnaikaiselle kaivantopoikkileikkaukselle. Tarkasteltava poikkileikkaus on valittu tulevan Itämetron linjaukselta Östersundomin Gumbölestä, savikkoalueelta.

Työn teoriaosassa esitellään lamelli- ja elementtimenetelmien laskentaperusteita, sekä selvitetään niiden etuja ja rajoituksia. Työssä esitellään myös valitun elementtiohjelman

materiaalimalleja ja eurokoodin kansallisten liitteiden sisältöä stabiliteetin osalta. Kirjallisuuslähteinä käytetään geotekniikan perusteoksia, laskentaohjelmien manuaaleja, eurokoodin sovellusohjeita ja aiempaa stabiliteettiin ja elementtimenetelmään liittyvää tutkimusta.

Laskelmat tehdään kaksiulotteisina LVM:n kansallisen liitteen mukaan käyttäen Liikenneviraston ohjetta ”Eurokoodin soveltamisohje, geotekninen suunnittelu – NCCI7”. Laskentaan käytetään maan mallintamiseen soveltuvaa Plaxis V8 -elementtiohjelmaa, jonka materiaalimalleista valitaan tähän työhön Mohr–Coulombin malli ja Hardening Soil -malli. Lamellimenetelmään perustuvat vertailulaskelmat tehdään GeoCalc -ohjelmalla.

2. EUROKOODI EN 1997

2.1. Taustaa

Euroopan yhteisön komissio päätti vuonna 1975 rakennustekniikkaan liittyvästä toimenpideohjelmasta, jonka yhtenä tavoitteena oli rakennusten sekä maa- ja vesirakennuskohteiden suunnittelua koskevien teknisten vaatimusten yhdenmukaistaminen. Yhdenmukaistettujen sääntöjen oli tarkoitus aluksi toimia vaihtoehtoina jäsenmaissa käytetyille suunnittelusäännöille ja myöhemmin korvata ne kokonaan. Eurokoodistandardien ensimmäinen sukupolvi syntyi näiden sääntöjen pohjalta 1980-luvulla. Lopullinen eurokoodiohjelma sisältää yhdeksän standardia, joista geoteknistä suunnittelua käsitellään osassa EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design. (Slunga 2009)

Nykyisen eurokoodi 7:n kehitys alkoi vuonna 1990. Sen esistandardi ENV 1997:an kuului kolme osaa: Yleiset säännöt, Laboratoriomenetelmät geoteknisessä suunnittelussa ja Kenttäkokeet geoteknisessä suunnittelussa. Ensimmäinen osa vahvistettiin suomalaiseksi kansalliseksi esistandardiksi 14.10.1996 ja loput 11.6.2001. Myöhemmin kaksi jälkimmäistä osaa yhdistettiin, jolloin lopulliseen eurokoodi 7 -standardiin jäi kaksi osaa:

- EN 1997-1(2004): Geotekninen suunnittelu. Osa 1, Yleiset säännöt
- EN 1997-2(2007): Geotekninen suunnittelu. Osa 2, Pohjatutkimus ja koestus

Osa 1 on vahvistettu suomalaiseksi kansalliseksi standardiksi 18.4.2005 ja sitä täydentävä Ympäristöministeriön kansallinen liite (NA) on vahvistettu 15.10.2007. Osa 2 on vahvistettu 16.4.2007 ja sen kansallinen liite vastaavasti 15.7.2008. Liikenne- ja viestintäministeriön kansallinen liite on korvannut aiemman siltojen ja pohjarakenteiden suunnittelussa käytetyn ohjejärjestelmän 1.6.2010 lähtien. (Slunga 2009)

Ensimmäinen osa sisältää mitoitusohjeet ja geoteknisten kuormien määrittämisen rakennusten sekä maa- ja vesirakennuskohteiden geotekniseen suunnitteluun. Eurokoodi 7 on otettu käyttöön Ympäristöministeriön toimivaltaan kuuluvassa talonrakennuksen geoteknisessä suunnittelussa 1.11.2007 lähtien ja se toimii toistaiseksi rinnakkain vanhan ohjejärjestelmän kanssa. (Liikennevirasto 2010 A, Slunga 2009)

2.2. Stabiliateetti EN 1997:n YM:n kansallisen liitteen mukaan

2.2.1. Yleistä

Eurokoodi sisältää erilaisia mitoitusapoja, joista stabiliateetilaskennassa käytetään Suomessa tapaa 3. Tällöin tulee osoittaa, että murtorajatilaa tai liiallista muodonmuutosta ei esiinny seuraavalla osavarmuuslukujen yhdistelmällä:

$$A2 \text{ ”+” } M2 \text{ ”+” } R3 \quad (2.2.1)$$

Tämä tarkoittaa, että kuormien tai kuorman vaikutusten osavarmuusluvuiksi valitaan eurokoodissa esitetystä taulukosta A.3 sarja 2, maaparametrien osavarmuusluvuiksi valitaan taulukosta A.4 sarja 2 ja kestävyysluvuiksi taulukosta A.14 sarja 3. (RIL 207 2009)

Taulukko 2.1 (RIL 207 2009 (taulukko A.3(FI)))

Kuorma		Symboli	Sarja	
			A1	A2
Pysyvä	Epäedullinen			
	(yht. 6.10a)		1,35 K_{FI}	
	(yht. 6.10b)	$\gamma_{Gkj,sup}$	1,15 K_{FI}	
	(yht. 6.10)			1,0 K_{FI}
	Edullinen			
	(yht. 6.10a)		0,9	
	(yht. 6.10b)	$\gamma_{Gkj,inf}$	0,9	
	(yht. 6.10)			1,0
Muuttuva	Epäedullinen			
	(yht. 6.10b)	γ_Q	1,5 K_{FI}	
	(yht. 6.10)			1,3 K_{FI}
	Edullinen		0	0

Kuormien yhdistely voidaan kirjoittaa myös kaavamuodossa. Sarjasta A2 muodostettua kaavaa kutsutaan eurokoodissa yhtälöksi 6.10. (RIL 207 2009)

$$1,0 K_{FI} G_{kj,sup} + 1,0 G_{kj,inf} + 1,3 K_{FI} Q_{k,1} + 1,3 K_{FI} \sum_{i>1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.2.2)$$

Kertoimen Ψ_0 arvot saadaan standardin EN 1990 kansallisesta liitteestä. Kuormakerroin K_{FI} riippuu luotettavuusluokasta ollen 1,1 luotettavuusluokassa RC3, 1,0 luokassa RC2 ja 0,9 luokassa RC1. Luotettavuusluokkia selventävät kolme seuraamusluokkaa, joiden järjestysnumerot vastaavat luotettavuusluokkien numeroita. (RIL 207 2009)

Taulukko 2.2 (RIL 207 2009 (taulukko 2.1S))

Seuraamus-luokka	Kuvaus seuraamuksista	Esimerkkejä
CC3	Suuria määriä ihmishenkien menetyksiä tai hyvin suuria taloudellisia tai ympäristövahinkoja	Yli 8-kerroksiset asuin- ja liikerakennukset Teatterit, urheiluhallit, katsomot yms.
CC2	Keskisuuria määriä ihmishenkien menetyksiä tai merkittäviä taloudellisia tai ympäristövahinkoja	Rakennukset ja rakenteet, jotka eivät kuulu luokkiin CC3 tai CC1
CC1	Vähäisiä seuraamuksia	1- ja 2-kerroksiset rakennukset, joissa oleskelee ihmisiä vain tilapäisesti, kuten esim. varastot

Tässä työssä tarkasteltavan poikkileikkauksen määritellään kuuluvan seuraamusluokkaan CC2, jolloin kuormakertoimeksi tulee 1,0. Kuormakerrointa ei käsitellä myöhemmin tässä työssä.

Taulukko 2.3 (RIL 207 2009 (taulukko A.4(FI)))

Maaparametri	Symboli	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ^a ("Kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,5
Yksiaksiaalinen puristuslujuus	γ_{qu}	1,0	1,5
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0	1,0

^a Tällä varmuusluvulla jaetaan $\tan \phi'$

Taulukko 2.4 (RIL 207 2009 (taulukko A.14(FI)))

Kestävyys	Symboli	Sarja R3
Maan kestävyys	γ_{Re}	1,0

Mitoitustavassa 3 osavarmuusluvut kohdistetaan siis kuormiin tai rakenteesta aiheutuvien kuormien vaikutuksiin ja maan lujuusparametreihin.

2.2.2. Murtorajatila

Eurokoodin mukaan olemassa olevia, suunniteltuja tai luiskien vaikutuspiiriin kuuluvia rakenteita sisältävien luiskien kokonaisvakavuus tulee osoittaa murtorajatilassa kuormien, kestävyyksien ja lujuuksien mitoitusarvoilla käyttäen taulukoissa 2.1, 2.3 ja 2.4 määriteltyjä osavarmuuslukuja. Murtorajatilassa tulee osoittaa, että

$$E_d \leq R_d \quad (2.2.3),$$

jossa E_d on kuormien vaikutuksen mitoitusarvo ja R_d on kestävyuden mitoitusarvo. (RIL 207 2009)

Lamellimenetelmässä näitä ei yleensä lasketa erikseen, vaan tuloksena saadaan niiden suhde R_d/E_d , jota kutsutaan ylimitoituskertoimeksi ODF (Over design factor). Tällöin tulee osoittaa, että $ODF \geq 1$. Sama pätee myös elementtimenetelmän SRM -metodilla laskemiseen, johon palataan myöhemmin tässä työssä. (RIL 207 2009)

Eurokoodissa esitetyt osavarmuusluvut johtavat joissain tapauksissa pienempään varmuustasoon kuin mitä Suomessa on aikaisemmin käytetty, mistä johtuen käytännössä aina tulee tehdä myös käyttörajatilatarkastelu rajoittamalla mobilisoituvaa leikkauslujuutta. Eurokoodissa on määritetty tähän yksinkertainen tapa, joka esitetään seuraavassa luvussa 2.2.3. (RIL 207 2009)

Vakavuus voidaan eurokoodin mukaan tarkistaa lamellimenetelmällä tai vaihtoehtoisesti elementtimenetelmällä. Yksinkertaisista lamellimenetelmistä suositellaan Bishopin menetelmää ja Janbun yksinkertaista menetelmää, ja tarkemmista menetelmistä Morgenstern–Price- GLE- tai Janbun yleistä lamellimenetelmää. Tapauksissa, joissa voi tapahtua rakenteellisten osien ja maapohjan yhdistetty murtuminen, esim. murtopinta leikkaa paaluja, maan ja rakenteen vuorovaikutuksen tarkastelussa tulee eurokoodin mukaan huomioida erot niiden suhteellisissa jäykkyyksissä. Tällaisten tapausten analysointiin suositellaan numeerisia menetelmiä. (RIL 207 2009) Eurokoodi ei kuitenkaan anna mitään ohjeistusta niiden käyttöön.

Kuormat jaotellaan eurokoodissa edullisiin ja epäedullisiin. Arvioitaessa epäedullisinta liukupintaa painovoimakuormien erottelu stabiliteetin kannalta edullisiin ja epäedullisiin kuormiin on mahdotonta. Ratkaisuksi ehdotetaan laskennan suorittamista käyttäen maan tilavuuspainolle sen ylintä ja alinta ominaisarvoa. (RIL 207 2009) T. Länsivaara korostaa kuitenkin esityksessään ”Eurokoodi ja sen soveltaminen Suomessa: Kokonaisvakavuus” (2009) tapauskohtaista harkintaa ja toisaalta tilavuuspainon usein pientä merkitystä stabiliteettiin.

2.2.3. Käyttörajatila

Käyttörajatiloiissa tulee varmuuden osoittamiseksi vaatia että:

$$E_d \leq C_d \quad (2.2.4),$$

jossa E_d on kuormien vaikutuksen mitoitusarvo ja C_d on rajoittava mitoitusarvo kuorman vaikutukselle. Osavarmuuslukuna käyttörajatilassa käytetään lukua 1,0. (RIL 207 2009)

Toisena vaihtoehtona voidaan tarkistaa, että riittävän pieni osuus maan leikkauslujuudesta on mobilisoitu, jotta muodonmuutokset eivät ylitä sallittuja käyttökelpoisuusrajoja. Tätä menettelyä voidaan käyttää tapauksissa, joissa muodonmuutoksen arvoa ei tarvita käyttörajatilán tarkastamiseen, ja joissa on olemassa vertailukelpoista ennakkokokemusta. Käyttörajatilán esiintyminen luonnonluiskissa voidaan välttää myös monitoroimalla liikkeitä ja määrittämällä tarvittaessa toimenpiteet niiden hidastamiseksi tai pysäyttämiseksi. (RIL 207 2009)

Mobilisoituvaa leikkauslujuutta voidaan rajoittaa käyttämällä stabiliteettitarkastelussa korotettuja osavarmuuskertoimia: Normaalin stabiliteettitarkastelun jälkeen tehdään toinen tarkastelu, jossa maan osavarmuusluvut otetaan taulukosta 2.5, ja kuormat pidetään ominaisarvoina. Mikäli liukupinnan vaikutusalueella ei ole olemassa olevia, siirtymille herkkiä rakenteita, rakennusaikaisilla tilanteilla voidaan seuraamusluokissa CC2 ja CC3 käyttää yhtä luokkaa pienempiä arvoja. (RIL 207 2009)

Taulukko 2.5 (RIL 207 2009 (taulukko 11.1.S))

Maaparametri	Symboli	Sarja M2		
		CC1	CC2	CC3
Leikkauskestävyyskulma ^a ("Kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,5	1,65	1,8
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,5	1,65	1,8
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,65	1,8	2,0
Yksiaksiaalinen puristuslujuus	γ_{qu}	1,65	1,8	2,0
Tilavuuspaino	γ	1,0	1,0	1,0

^a tällä luvulla jaetaan $\tan \phi'$

2.3. Stabiliateetti EN 1997:n LVM:n kansallisen liitteen mukaan

Stabiliateetti lasketaan Liikenne- ja viestintäministeriön ohjeistuksen mukaan samalla periaatteella kuin aiemmin esitetyn Ympäristöministeriön liitteen mukaan. Mitoitustapa on DA3, ja varmuus kohdistetaan jälleen kuormiin ja maaparametreihin. Osavarmuusluvut poikkeavat kuitenkin osittain YM:n liitteessä esitetyistä. (Liikennevirasto 2010 A) Taulukoissa 2.6 ja 2.7 on esitetty kuormien tai kuormien vaikutusten osavarmuusluvut sekä maaparametrien osavarmuusluvut murtorajatilassa.

Taulukko 2.6 (Liikennevirasto 2010 A (taulukko A.3b(FI)))

yhtälö	Pysyvät kuormat		Esijännitys		Määrittävä muuttuva kuorma	Muut samanaikaiset muuttuvat kuormat
6.10	1,00	G	1,00	P	1,15*(tieliikennekuorma) 1,15*(kevyen liikenteen kuorma) 1,25*(raideliikennekuorma)	1,30* $\Psi_{0,i}$ *(muut muuttuvat kuormat)
	tai					
	1,00	G	1,00	P	1,30*muut muuttuvat kuormat	1,15* $\Psi_{0,i}$ *(tieliikennekuorma) 1,15* $\Psi_{0,i}$ *(kevyen liikenteen kuorma) 1,25* $\Psi_{0,i}$ *(raideliikennekuorma) +1,30* $\Psi_{0,i}$ *(muut muuttuvat kuormat)

Taulukko 2.7 (Liikennevirasto 2010 A(taulukko A.4(FI)))

Maaparametri	Symboli	Sarja	
		M1	M2
Leikkauskestävyyskulma ^a ("Kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,0	1,4
Yksiaksiaalinen puristuslujuus	γ_{qu}	1,0	1,4
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1,0	1,0

^a tällä luvulla jaetaan $\tan \phi'$

Taulukossa 2.6 esitetty esijännitys koskee vain rakenteen sisäisen jännitystilän muuttamista jännittämällä, mutta ei rakenteen ulkopuolisia ankkurointeja. Kertoimen Ψ_0 arvot saadaan jälleen standardin EN 1990 kansallisesta liitteestä. (Liikennevirasto 2010 A)

Ympäristöministeriön ohjeesta poiketen ensimmäinen laskenta suositellaan tehtäväksi ominaisarvoilla, jotta saadaan käsitys kokonaisvarmuuden suuruusluokasta ja liukupinnan sijainnista. Osavarmuuslukujen käyttö saattaa muuttaa murtopinnan paikkaa merkittävästi. Harkinnan mukaan voidaan käyttää ominaisarvoilla laskettua liukupintaa varmuustason tarkastamiseen. (Liikennevirasto 2010 A)

Käyttörajatila voidaan tarkastaa samoin kuin talonrakennuskohteissakin: laskemalla siirtymät, rajoittamalla mobilisoituvaa leikkauslujuutta korotetuilla osavarmuusluvuilla tai monitoroimalla siirtymiä ja huokospaineita. (Liikennevirasto 2010 A) Taulukko 2.8 sisältää käyttörajatilatarkastelussa käytettävät korotetut maaparametrien osavarmuuskertoimet.

Taulukko 2.8 (Liikennevirasto 2010 A(taulukko 5.3))

Maaparametri	Symboli	Sarja M2
Leikkauskestävyyskulma ^a ("Kitkakulma")	$\gamma_{\phi'}$	1,65
Tehokas koheesio	$\gamma_{c'}$	1,65
Suljettu leikkauslujuus	γ_{cu}	1,8
Yksiaksiaalinen puristuslujuus	γ_{qu}	1,8
Tilavuuspaino	γ_{γ}	1

^a tällä luvulla jaetaan $\tan \phi'$

2.4. Eroja aiempaan käytäntöön

Jo 1980-luvulta lähtien Suomessa on ollut mahdollista käyttää osavarmuuslukumenetelmää kokonaisvarmuusmenetelmän ohella geoteknisessä mitoituksessa. Tähän asti mitoitus on tehty pääasiassa kokonaisvarmuusmenetelmällä. Eurokoodin mukaan kaikki mitoitus tehdään kuitenkin osavarmuuslukumenetelmällä, mikä tuo muutoksia aiempaan suunnittelukäytäntöön. Tapauksissa, joissa läsnä ei ole muuttuvia kuormia, stabiliteettitarkastelut voidaan tehdä myös ominaisarvoilla, jolloin tehokkaiden jännitysten analyysissa varmuudeksi vaaditaan tehokkaan koheesion ja leikkauskestävyyskulman osavarmuuskertoimia vastaava 1,25. Suljetun tilan analyysissa varmuuden tulee olla vastaavasti 1,4 tai 1,5 suunnittelukohteesta riippuen. Yllä kuvailtu menettely vastaa käytännössä vanhaa kokonaisvarmuusmenetelmää, jossa ylikuormituskertoimen asemesta määritetään perinteinen varmuusluku (FOS, Factor of safety). (Länsivaara 2009, Slunga 2009)

RIL 121:n mukaan vakavuudelle vaadittava kokonaisvarmuusluku on rakennusaikaisessa tilanteessa 1,5 ja pysyväälle rakenteelle 1,8. Samat kokonaisvarmuudet koskevat ratakaivantoja RATO 3:ssa. Lisäksi mitoittaessa erittäin vaativia pohjarakenteita tulee harkita suurempien kokonaisvarmuuslukujen käyttöä. Koska eurokoodin mukainen kokonaisvarmuustaso on pienempi kuin mitä Suomessa aiemmin on käytetty, kokonaisvarmuuden mitoitukseseen on sisällytettävä myös toinen osa, jossa tehdään käyttörajatilamitoitus rajoittamalla mobilisoituvaa leikkauslujuutta. Näin ollen laskentoja joudutaan tekemään aikaisempaa enemmän. (RHK 2008, RIL 121 2004, RIL 207 2009)

Koska eurokoodin mukaisessa suunnittelussa voidaan soveltaa kokonaisvarmuusmenetelmää vain tapauksissa, joissa ei vaikuta ulkoisia kuormia, tässä työssä tehdään selkeyden vuoksi kaikki eurokoodin mukaiset laskelmat osavarmuuslukuja käyttäen.

Termistö muuttuu eurokoodin myötä mm. siten, että aiemmin osavarmuuslukumenetelmässä käytetty sana laskenta-arvo korvataan sanalla mitoitusarvo. Kitkakulman tilalla käytetään termiä leikkauskestävyyskulma (leikkausvastuskulma).

3. STABILITEETTI

3.1. Yleistä

Luiskia suunniteltaessa tulee huomioida, että maamassat saattavat siirtyä leikkauskapasiteettinsa ylittyessä liukupintoja tai -vyöhykkeitä pitkin aiheuttaen henkilövahinkoja ja taloudellisia menetyksiä. Luiskan stabiliteettia eli vakavuutta tutkitaan yleensä tarkastelemalla maassa vallitsevan leikkausjännityksen τ suhdetta leikkauslujuuteen s . Laskettaessa maan ja kuormien ominaisarvoilla tätä suhdetta kutsutaan varmuuskertoimeksi (FOS).

$$FOS = \frac{s}{\tau} \quad (3.1.1)$$

Kun lasketaan maan ja kuormien mitoitusarvoilla, puhutaan varmuuskertoimen sijaan ylimitoituskertoimesta.

Luiskat jaotellaan luonnonluiskiin ja tekoluiskiin, ja nämä edelleen leikkaus- ja pengerluiskiin. Vakavuusanalyysin suoritus riippuu luiskan kuormitusnopeudesta ja maan lujuus- ja vedenläpäisyominaisuuksista. Yleensä tarkastellaan erikseen lyhyen ja pitkän ajan vakavuutta. Leikkausluiskan suunnittelun tavoitteena on suunnitella luiskan korkeus ja leveys siten, että luiskan vakavuus on riittävä ja ratkaisu mahdollisimman taloudellinen. Penkereen vakavuuteen vaikuttavat erityisesti pohjamaan ominaisuudet. (Slunga 1990)

Maan lujuusominaisuudet määritetään tavallisesti laboratoriossa kolmiaksaalikokeella, leikkauskokeella, puristuskokeella tai kartiokokeella ja maastossa siipikairauksella. Siipikairalla mitatut suljetun leikkauslujuuden arvot tulee redusoida nk. Atterbergin rajojen avulla. Maan leikkauslujuus määritellään Mohr-Coulombin kaavalla seuraavasti:

$$s = c + \sigma \tan \varphi \quad (3.1.2)$$

tai tehokkaita jännityksiä käyttäen yhtälöllä

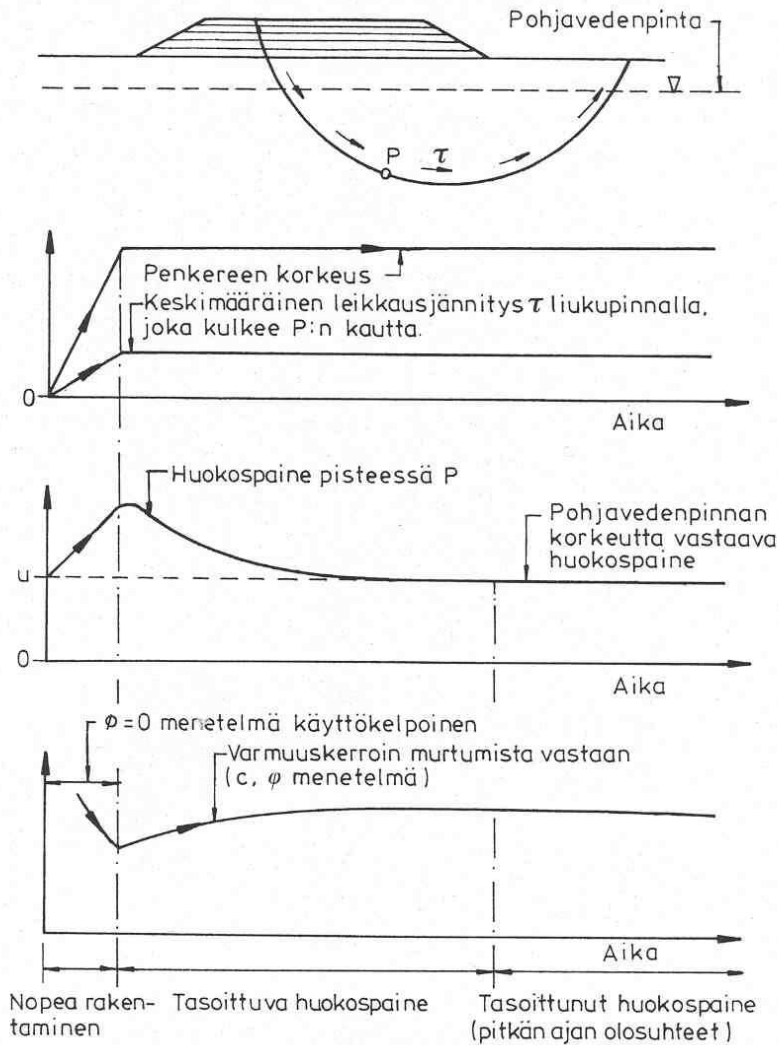
$$s = c' + \sigma' \tan \varphi' = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad (3.1.3),$$

missä	c	on maan koheesio
	c'	maan tehokas koheesio
	φ	maan sisäinen leikkauskestävyyskulma
	φ'	maan tehokas sisäinen leikkauskestävyyskulma
	σ	murtopinnalla vaikuttava kokonaisnormaalijännitys
	σ'	murtopinnalla vaikuttava tehokas normaalijännitys ($=\sigma-u$)
	u	huokospaine (Slunga 1990)

3.2. Huokospaineen merkitys

Maakerrosten kuormituksen muutos aiheuttaa muutoksia huokosvedenpaineessa. Esimerkiksi savimaalajit ja moreenit ovat huonosti vettä läpäiseviä, mikä hidastaa huokosvedenpaineen muutosten tasoittumista kuormituksen muutoksen jälkeen. Jos huokospaine ei ole ehtinyt tasoittua kuormitusmuutoksen jälkeen, maassa vallitseva tehokas jännitys on muuttunut. Tästä johtuen huonosti vettä läpäisevissä maissa tulee tarkastella erikseen lyhyen ja pitkän ajan stabiliteettia, joita kutsutaan myös suljetun ja avoimen tilan analyyseiksi. (Slunga 1990)

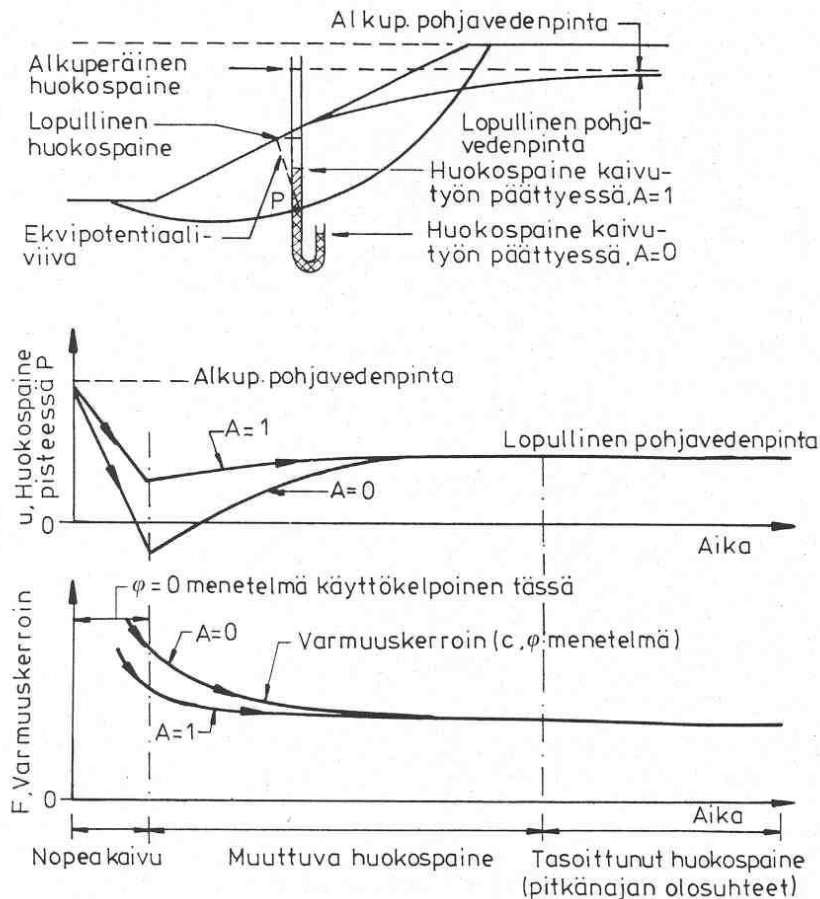
Tarkasteltaessa huokospaineen muutoksen vaikutusta stabiliteettiin voidaan erottaa kaksi perustapausta. Penkereen rakentaminen hienorakeiselle maapohjalle kasvattaa maahan kohdistuvaa kuormitusta ja nostaa siinä vallitsevaa huokosvedenpainetta. Tästä syystä pohjamaan leikkauslujuus on rakennusajan lopussa pieni, jolloin myös varmuus murtumista vastaan on pienimmillään. Ajan myötä huokospaine tasoittuu ja varmuus kasvaa. (Slunga 1990)



Kuva 3.1 Huokospaineen ja varmuuskertoimen muutokset hienorakeiselle maalle perustetun penkereen rakennusaikana ja sen jälkeen. (Slunga 1990)

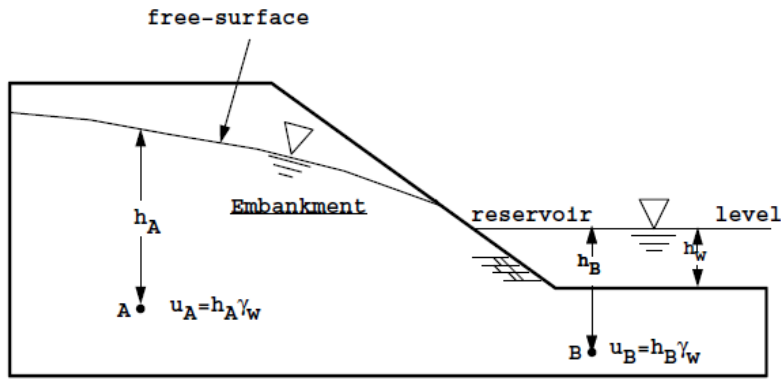
Leikkausluiskan tapaus on päinvastainen: kuormitus luiskan alueella vähenee ja samalla huokospaine pienenee. Täten maan leikkauslujuus ja varmuuskerroin ovat kaivutyön päättyessä suuria, ja ne pienentyvät huokospaineen tasoittuessa uuteen tasapainotilaan.

(Slunga 1990) Kuorman pienenemisen vaikutus stabiileettiin on esitetty kuvassa 3.2. Kuvassa Skemptonin huokospaineparametrin arvo $A=1$ kuvaa normaalikonsolidoitunutta savea ja $A=0$ kuvaa ylikonsolidoitunutta savea.



Kuva 3.2 Huokospaineen ja varmuuskertoimen muutokset hienorakeiseen maahan tehdyn kaivannon kaivuvaiheessa ja sen jälkeen. (Slunga 1990)

Maassa vallitseva huokospaine voidaan määrittää mittaamalla, manuaalisesti suotovirtauslaskelman perusteella tai automaattisesti FEM -ohjelmilla. FEM -ohjelmat laskevat huokospaineen veden tilavuuspainon ja kohtisuoran etäisyyden vapaaseen vedenpintaan avulla (kuva 3.3). (Griffiths & Lane 1999, Vepsäläinen 2009 B) J. Mansikkamäki on tutkimuksessaan verrannut elementtimenetelmällä laskettuja huokosylipaineita mitattuihin ja havainnut elementtimenetelmän sopivan huokospaineen laskentaan varsin hyvin. Tässä työssä hyödynnetään edellä mainittua johtopäätöstä.



Kuva 3.3 Huokospaineen laskenta FEM -ohjelmassa. Huokospaine laskettu pisteissä A ja B veden tilavuuspainon ja pisteen sijainnin avulla. (Griffiths & Lane 1999)

3.3. Laskentamenetelmän valinta

Stabiliteetin laskenta voidaan tehdä käyttäen kokonaisjännityksiä tai tehokkaita jännityksiä. Laskentamenetelmät voidaan edelleen jaotella suljetun tilan, konsolidaatiotilan ja avoimen tilan analyyseihin. Konsolidaatiotilan analyysi tehdään ainoastaan tehokkailla parametreilla; avoimen ja suljetun tilan analyyssit voidaan tehdä myös kokonaisjännityksillä. Vakavuuslaskennassa erotellaan myös lyhyen ja pitkän ajan vakavuudet, jotka lasketaan kokonais- tai tehokkailla jännityksillä tapauksesta riippuen. (Vepsäläinen 2009 B)

Taulukko 3.1 Vakavuuden laskentamenetelmän valinta (Slunga 1990)

Maalaji	Lyhyenajan vakavuus	Pitkänajan vakavuus
Sora, hiekka	φ -analyysi	φ -analyysi
Tiivistetty hienorakeinen täyttö, siltti	$c\varphi$ -analyysi, käytännössä joskus c - tai φ -analyysi	$c\varphi$ -analyysi
Savi, normaalikonsolidoitunut	c -analyysi	Periaatteessa $c\varphi$ -analyysi, suositeltavaa tarkistaa myös c -analyysillä
Savi, ylikonsolidoitunut, ei halkeamia		
Savi, ylikonsolidoitunut, halkeillut	c -analyysi, leikkausluiskissa $c\varphi$ -analyysi	$c\varphi$ -analyysi

C-analyysi on kokonaisjännitysten analyysi, jossa $\phi = 0$ ja lujuus muodostuu suljetusta leikkauslujuudesta. Φ -analyysissa koheesio on nolla, ja leikkauskestävyyskulman arvona käytetään yleensä tehokasta parametria. $C\phi$ -analyysi on tehokkaiden jännitysten analyysi. (Vepsäläinen 2009 B)

4. LASKENTATEORIAA

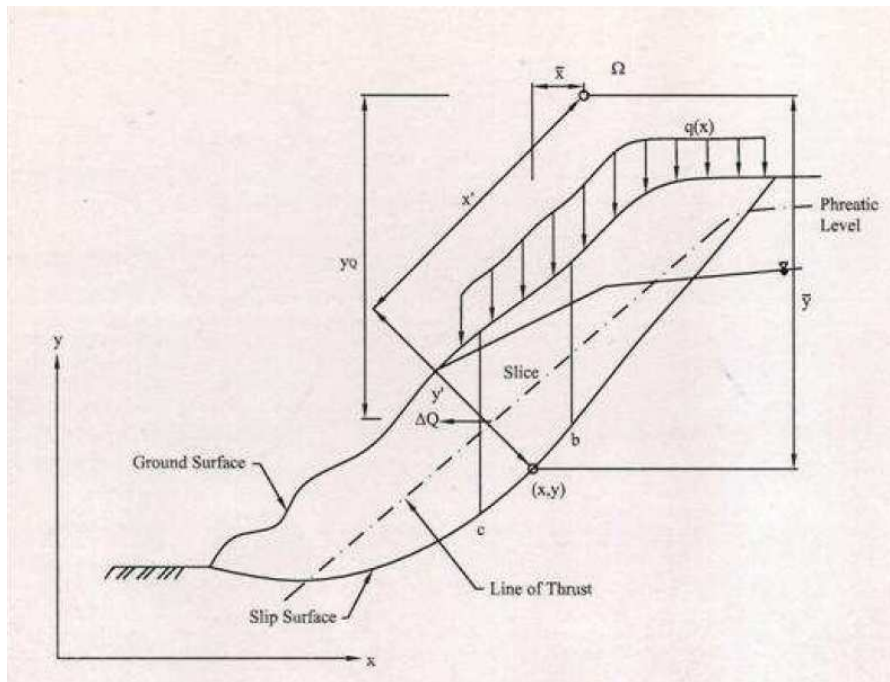
4.1. Lamellimenetelmät (LEM)

4.1.1. Yleistä

Luiskien stabiliteettilaskennoissa eniten käytetty menetelmä on ns. rajatasapainomenetelmä (Limit Equilibrium Method, LEM), jossa noudatetaan seuraavaa periaatetta:

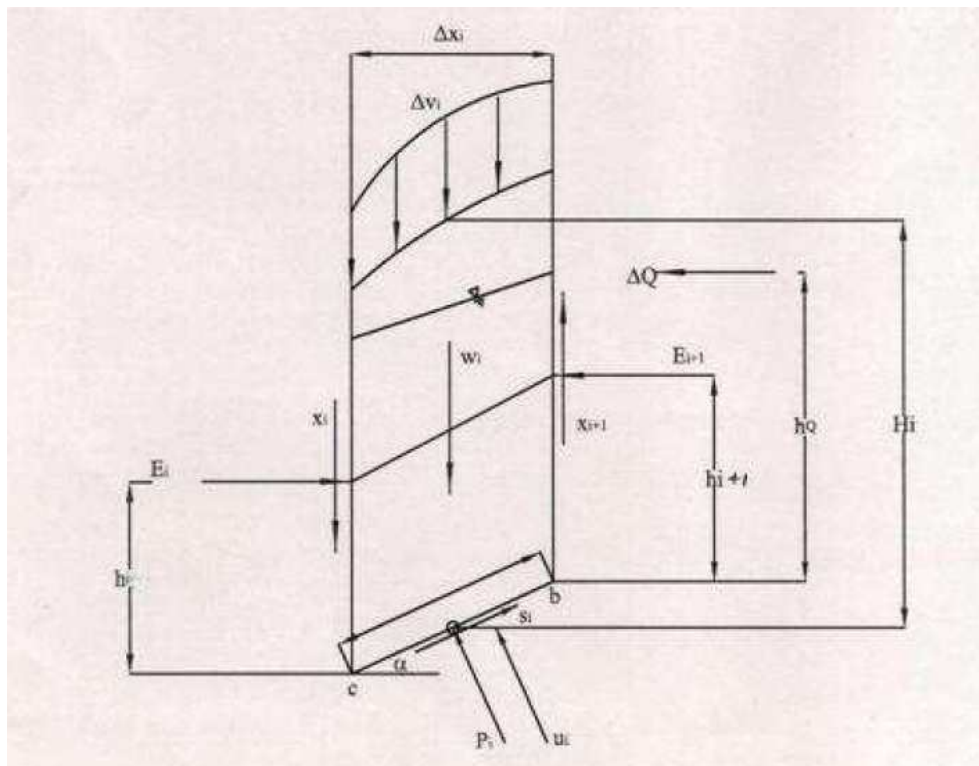
- Sortuman oletetaan tapahtuvan maan sisällä kulkevaa liukupintaa pitkin. Liukupinta voi olla menetelmästä riippuen suoraviivainen, ympyränmuotoinen, spiraali tai vapaamuotoinen. Maa on murtotilassa liukupinnalla.
- Liukupinnan muoto valitaan etukäteen ja tutkitaan lukuisia valitunmuotoisia liukupintoja.
- Jokaiselle liukupinnalle lasketaan leikkauslujuus, jota verrataan pinnalla mobilisoituvaan leikkausjännitykseen.
- Etsitään liukupinta, jota vastaava varmuuskerroin on pienin. (Slunga 1990)

Joissain menetelmissä liukuvaa maamassaa käsitellään yhtenä kappaleena, ja toisissa maa jaetaan pystysuoriin lamelleihin, joiden tasapainoa tutkitaan erikseen. (Slunga 1990) Lamellimenetelmiä on kehitetty lukuisia, ja eurokoodi suosittelee niistä käytettävän Bishopin menetelmää, Janbun menetelmiä, Morgenstern–Price -menetelmää tai muutamia muita menetelmiä. Felleniuksen menetelmää ei suositella. Tässä diplomityössä tehdään laskelmia Bishopin, Janbun ja Morgenstern–Price -menetelmillä, jotka esitellään seuraavissa luvuissa.



Kuva 4.1 Luiskan stabiliteetti lamellimenetelmällä (Cheng 2005)

Tarkastellaan yksittäisen maalamellin voima- ja momenttitasapainoa kuvan 4.2 avulla. Stabiliateettiongelmassa vallitsevat tasapainoyhtälöt ja tuntemattomat on taulukoitu kuvan 4.1 perusteella.



Kuva 4.2 Yksittäisen maalamellin vapaakappalekuvio (Cheng 2005)

Taulukko 4.1 Tasapainoehdot (Cheng 2005)

Yhtälöitä	Ehto
n	Momenttitasapaino jokaisessa lamellissa
2n	Pysty- ja vaakasuuntainen voimatasapaino jokaisessa lamellissa
n	Mohr–Coulombin murtokriteeri
4n	Yhteensä

Taulukko 4.2 Tuntemattomat (Cheng 2005)

Tuntemattomia	Kuvaus
1	Varmuuserroin
n	Normaalivoima lamellin pohjalla, P_i
n	Normaalivoiman sijainti lamellin pohjalla
n	Leikkausvoima lamellin pohjalla, S_i
n-1	Lamellienvälinen vaakavoima, E_i
n-1	Lamellienvälinen leikkausvoima, X_i
n-1	Lamellienvälisten voimien resultantin sijainti
6n-2	Yhteensä

Yllä olevista taulukoista nähdään, että stabiileettiongelma on $2n-2$ kertaa staattisesti määräämätön. Jotta ongelma voitaisiin ratkaista, tarvitaan $2n-2$ kappaletta lisäoletuksia. Yleisessä tapauksessa varmuuskertoimen yhtälöt voimatasapainon ja momenttitasapainon suhteen ovat muotoa:

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (W \cos \alpha - ul) \tan \varphi'] m_\alpha}{\sum [W \sin \alpha m_\alpha] + \sum \Delta E_i + \sum \Delta Q_i + \Delta X \tan(\varphi'_m - \alpha)} \quad (4.1.1)$$

$$F_m = \frac{\sum \{c'l\bar{y} + (W - ul \cos \alpha) \tan \varphi' y'\} m_\alpha}{-\sum (W\bar{x}) + \sum [(W - ul \cos \alpha) m_\alpha x'] + \sum (\Delta Q y_Q) + \sum (ulx') + l_{mm}} \quad (4.1.2)$$

l	on liukupinnan pituus
W	$W_s + \Delta V$
m_α	$\sec \alpha / (1 + \tan \alpha \tan \varphi' / F)$
φ'_m	$\arctan \varphi' / F$
x'	$\cos \alpha \bar{x} + \sin \alpha \bar{y}$
y'	$\sin \alpha \bar{x} + \cos \alpha \bar{y}$ (Cheng 2005)

Muut kaavoissa esiintyvät alkio on esitetty kuvissa 4.1 ja 4.2.

4.1.2. Bishopin menetelmä

Bishop kehitti vuonna 1955 lamellimenetelmän, jossa sortuman oletetaan tapahtuvan ympyränmuotoista liukupintaa pitkin. Lamellienvälisten leikkausvoimien otaksutaan olevan nolliä. Yhtälöstä 4.1.2 ja momenttitasapainosta voidaan varmuusluvun yhtälö johtaa muotoon:

$$F_m = \frac{\sum [c' l R \cos \alpha + (W - ul \cos \alpha) \tan \varphi' R] m_\alpha}{\sum W R \sin \alpha + \sum (\Delta Q y_Q)} \quad (4.1.3),$$

missä R on liukuympyrän säde. (Cheng 2005, Slunga 1990)

Bishopin menetelmä toteuttaa momenttitasapainon koko liukupinnalla, mutta voimatasapaino ei toteudu. Koska varmuuskerroin esiintyy yhtälön molemmilla puolilla (oikealla termin m_α sisällä), ratkaisu saadaan iteroimalla. Varmuuskertoimelle annetaan aluksi esim. arvo 1 ja saatu tulos asetetaan seuraavan kierroksen alkuarvoksi. Iterointia jatketaan niin kauan, kunnes tulos ei enää muutu eli ratkaisu konvergoi. (Cheng 2005, Slunga 1990)

4.1.3. Janbun yksinkertaistettu menetelmä

Janbu et al. esittelivät 1956 oman lamellimenetelmänsä, jolla voidaan laskea yhdistettyjen liukupintojen varmuuksia. Myös tässä menetelmässä otaksutaan lamellienväliset voimat nolliksi. Janbun menetelmä toteuttaa voimatasapainon, mutta momenttitasapaino ei toteudu. Voimatasapainoyhtälö on muotoa:

$$F_0 = \frac{\sum [c' l \cos \alpha + (W - ul \cos \alpha) \tan \varphi'] m_\alpha}{\sum W \tan \alpha + \sum Q} \quad (4.1.4)$$

Menetelmää on myöhemmin parannettu korjauskertoimella f_0 , joka ottaa lamellienväliset voimat huomioon. Korjattu varmuuskerroin saa tällöin muodon:

$$F_f = f_0 F_0 \quad (4.1.5)$$

Korjauskerroin f_0 määritellään seuraavasti:

$$f_0 \approx 1 + 0,5[d/L - 1,4(d/L)^2], \text{ kun } c, \varphi > 0 \quad (4.1.6a)$$

$$f_0 \approx 1 + 0,31[d/L - 1,4(d/L)^2], \text{ kun } c = 0 \quad (4.1.6b)$$

$$f_0 \approx 1 + 0,69[d/L - 1,4(d/L)^2], \text{ kun } \varphi = 0 \quad (4.1.6c),$$

jossa d sortuvan massan syvyys
 L sortuvan massan leveys (Cheng 2005)

4.1.4. Morgenstern–Price -menetelmä

Morgenstern–Price -menetelmä perustuu vapaamuotoisiin liukupintoihin, ja se toteuttaa sekä momentti- että voimatasapainoehdon. Menetelmässä lamellienvälisten leikkausvoimien otaksutaan riippuvan vastaavista vaakavoimista yhtälön 4.1.7 mukaan.

$$X = \lambda f(x) E \quad (4.1.7),$$

jossa λ on dimensioton skaalauskerroin
 $f(x)$ tunnettu funktio, yhteys lamellienvälisten leikkaus- ja normaalivoimien välille (Cheng 2005)

Tässä työssä käytetään funktiota $f(x)=1$, jolloin menetelmä yhtyy Spencerin metodiin.

Momenttitasapainoehto on tässä menetelmässä sama kuin Bishopin menetelmässä. Voimatasapainoehto on muotoa:

$$FOS_f = \frac{\sum [c'l + (P - ul)\tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum P \sin \alpha + \sum Q} \quad (4.1.8)$$

Morgenstern–Price -menetelmä etsii sellaiset lamellienvälisten voimien X ja E arvot, jotka toteuttavat sekä voima- että momenttitasapainoehdot yhtäaikaaisesti samalla skaalauskerroimen λ arvolla. (Cheng 2005)

4.1.5. Huomioitavaa lamellimenetelmien käytöstä

Homogeenisen maan stabiiliteettianalyysissä käytetään usein ympyränmuotoisia liukupintoja. Kuitenkin on otettava huomioon myös muunlaisten liukupintojen mahdollisuus; eurokoodi tuo selvästi esiin tarpeen tarkastella erimuotoisia liukupintoja. Lamellimenetelmään perustuvissa laskennoissa täytyy tehdä myös oletuksia vaarallisimman liukupinnan sijainnista. Näiden seikkojen huomioiminen lisää laskentojen määrää.

Monesti luullaan, että sellaiset lamellimenetelmät, jotka toteuttavat sekä voima- että momenttitasapainoehdon, tuottavat tarkan ratkaisun. Tämä ei kuitenkaan pidä paikkaansa, sillä stabiiliteettiongelman staattisesta määräämättömyydestä johtuen yhtälön ratkaisemiseksi on jouduttu tekemään oletuksia liukupinnan muodosta tai lamellienvälisistä voimista. Täten mitään lamellimenetelmää ei voida pitää ylivoimaisesti parhaana, mutta lamellienvälisiä voimia tarkemmin arvioivat menetelmät kuitenkin tuottavat yleensä parempia tuloksia kuin muut. (Cheng 2005)

Bishopin menetelmällä laskettaessa on syytä muistaa, että voimatasapaino ei toteudu. Tapauksessa, jossa luiskaan kohdistuu suuri vaakakuormitus, Bishopin menetelmä voi tuottaa vääriä tuloksia. Sama koskee myös Janbun yksinkertaistettua menetelmää. Lamellimenetelmien valikoima on ylipäättänsä laaja, ja suunnittelijan tulisi ymmärtää, mikä menetelmä on käyttökelpoinen missäkin tilanteessa. (Cheng 2005)

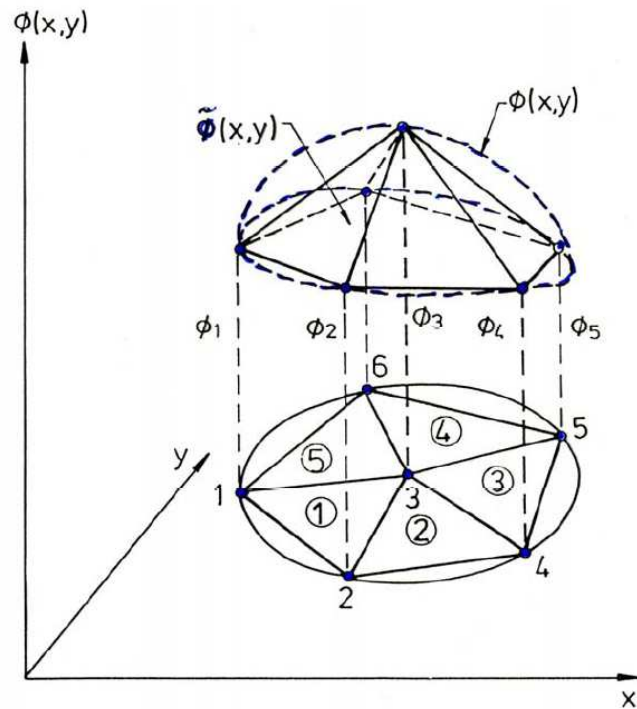
4.2. Elementtimenetelmä (FEM)

4.2.1. Periaate

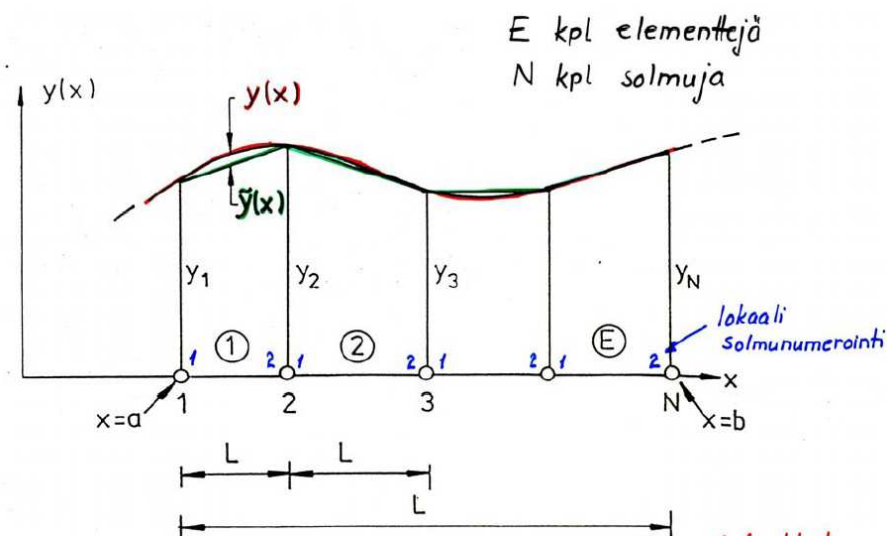
Kuhunkin geomekaniikassa esiintyvään ilmiöön liittyy sitä kuvaava differentiaaliyhtälö. Elementtimenetelmän perusajatuksena on approksimoida ilmiöön liittyviä monimutkaisia differentiaaliyhtälöitä paloittain kootuilla yksinkertaisemmilla funktioilla. Kun reunaehdot ja ulkoiset kuormitukset tunnetaan, siirtymät saadaan ratkaistua matriisien avulla. Elementtimenetelmän tekniikkaan liittyy seuraavanlaisia perusvaiheita:

- diskretointi
- muotofunktioiden muodostaminen
- numeerinen integrointi
- yhtälöiden kokoaminen
- reunaehtojen käsittely
- yhtälöiden ratkaiseminen
- sekundaaristen suureiden ratkaiseminen
- lähtötietojen generointi
- tulosten havainnollistaminen (Vepsäläinen 1990)

Ongelmasta muodostetaan esimerkiksi kolmionmuotoisista elementeistä koostuva epäjatkuva malli, jossa alkuperäistä funktiota approksimoidaan elementin rajapinnoilla sijaitsevilla solmupisteissä. Tätä kutsutaan diskretoinniksi. Plaxis -ohjelma käyttää 6- ja 15 -solmuisia kolmioelementtejä. Approksimointiin käytettäviä funktioita kutsutaan muotofunktioiksi, sillä ne pyrkivät jäljittelemään alkuperäisen funktion muotoa. Tarkasteltavassa solmupisteessä muotofunktio saa arvon 1 ja muissa pisteissä arvon 0. Muotofunktiot ovat yksinkertaisimmillaan lineaarisia; astetta korottamalla saadaan tarkempia ratkaisuja, mutta toisaalta laskenta monimutkaistuu. (Vepsäläinen 1990) Diskretointia ja funktion approksimaatiota on havainnollistettu kuvissa 4.3 ja 4.4.



Kuva 4.3 Mallin diskretointi kolmioittain lineaarisilla funktioilla (Vepsäläinen 2010 A)



Kuva 4.4 Funktion approksimointi: tarkka funktio punaisella ja lineaariapproksimaatio vihreällä. (Vepsäläinen 2010 A)

Funktion u approksimaatio \tilde{u} voidaan esittää muodossa:

$$\tilde{u}(x,y) = \sum_{i=1}^M N_i(x,y) u_i \quad (4.2.1),$$

jossa M on solmujen lukumäärä

$N(x,y)$	muotofunktio
u_i	funktion solmuarvo.

Approksimaatio esitetään yleensä paikallisten muotofunktioiden avulla, jotka on määritelty vain kunkin elementin alueella. Tällöin funktion approksimaatio esitetään kaavan 4.2.2 mukaisesti:

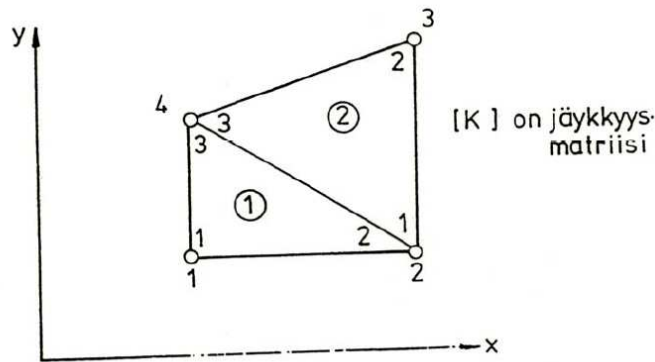
$$\tilde{u}^e(x,y) = \sum_{i=1}^m N_i^e(x,y) u_i^e \quad (4.2.2)$$

Indeksit i viittaavat elementin sisäisiin solmunumeroihin, ja m on elementin solmujen lukumäärä. E viittaa elementin numeroon. (Vepsäläinen 1990)

Tehtävän ratkaisemiseksi kerrotaan differentiaaliyhtälön molemmat puolet testifunktioilla ja integroidaan alueen yli. Galérkinin menetelmässä testifunktioina käytetään muotofunktioita. Osittaisderivoimalla ja reunaehdot huomioimalla saadaan johdettua differentiaaliyhtälön ns. heikko muoto, jota voidaan analysoida koko systeemin globaalina matriisiyhtälönä:

$$[K]\{u\} = \{F\} \quad (4.2.3)$$

$[K]$ on rakenteen jäykkyysmatriisi, joka sisältää tehtävästä riippuen vakioita, nolla-alkioita ja muotofunktioiden integraaleja. $\{F\}$ on globaali kuormitusvektori, joka sisältää niin ikään muotofunktioiden integraaleja sekä ulkoisesta kuormituksesta aiheutuvia termejä. Jäykkyysmatriisi ja kuormitusvektori muodostetaan elementtikohtaisista alkioista ns. standardikokoamisenmenettelyllä, jota havainnollistetaan kuvassa 4.5. Esimerkiksi jäykkyysmatriisin globaali arvo K_{22} saadaan yhdistämällä elementin 1 päästä 2 ja elementin 2 päästä 1 tulevat kontribuutiot. (Vepsäläinen 1990)



$$[K] = \begin{bmatrix} \textcircled{1} & \textcircled{2} & \textcircled{3} & \textcircled{4} \\ \textcircled{1} & K_{11}^1 & K_{12}^1 & 0 & K_{13}^1 \\ \textcircled{2} & K_{21}^1 & K_{22}^1 + K_{22}^2 & K_{12}^2 & K_{23}^1 + K_{23}^2 \\ \textcircled{3} & 0 & K_{21}^2 & K_{22}^2 & K_{23}^2 \\ \textcircled{4} & K_{31}^1 & K_{32}^1 + K_{32}^2 & K_{32}^2 & K_{33}^1 + K_{33}^2 \end{bmatrix}$$

Kuva 4.5 Standardikokoamismenettely: yläindeksi viittaa elementin numeroon ja alaindeksi elementin sisäiseen solmunumeroon (Vepsäläinen 2010 A)

Tuntemattomat suureet u saadaan käänteismatriisin $[K]^{-1}$ ja kuormitusvektorin tulona. Jäykkyyssmatriisissa ja kuormitusvektorissa esiintyvät integraalit ovat usein monimutkaisia, mikä edellyttää numeerista integrointia. Ohjelmassa Plaxis käytetään Gaussin numeerista integrointia. Yleensä pelkkä primaaristen suureiden ratkaiseminen ei riitä. Jännitys–siirtymäanalyyseissa ratkaistavia sekundaarisia suureita ovat jännitykset ja muodonmuutokset. (Vepsäläinen 1990)

4.2.2. Jännitys–siirtymäanalyyysi elementtimenetelmällä

Stabiliateettia tutkitaan elementtimenetelmällä jännitys–siirtymäanalyyysin avulla. Staattisen jännitys–siirtymäanalyyysin differentiaaliyhtälö kuuluu tasapainotehtäviin, jotka käsittelevät pysyvän tilan määrittämistä. Tässä diplomityössä tarkastellaan jännitysten ja siirtymien välistä yhteyttä tasomuodonmuutostilassa, joka on kolmiulotteisen jännitystilän erikoistapaus. Siirtymien ja muodonmuutosten välinen yhteys yksinkertaistuu tasomuodonmuutostilassa seuraavaan muotoon:

$$\varepsilon_x = -\frac{\partial u}{\partial x} \quad (4.2.4a)$$

$$\varepsilon_y = -\frac{\partial u}{\partial y} \quad (4.2.4b)$$

$$\varepsilon_z = 0 \quad (4.2.4c)$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial y}{\partial x} \quad (4.2.4d)$$

Jännitysten ja muodonmuutosten välinen konstitutiivinen yhteys (yleistetty Hooken laki) on:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (4.2.5).$$

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (4.2.6),$$

missä E on kimmomoduuli
 ν Poissonin luku. (Vepsäläinen 1990)

Muodonmuutoksien approksimaatio on puolestaan

$$\{\varepsilon\} = [B]\{u\} \quad (4.2.7).$$

Matriisi B sisältää elementin solmujen lukumäärän verran osamatriiseja B_i , jotka määritellään tasomuodonmuutostilassa seuraavasti:

$$[B_i] = - \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (4.2.8)$$

Diskretoimalla jännitysten ja siirtymien differentiaaliyhtälöt tai käyttämällä virtuaalisen työn periaatetta saadaan seuraavat elementtiyhtälöt, joiden avulla voidaan ratkaista myös jännitykset ja muodonmuutokset:

$$[K]\{u\} = \{F\} \quad (4.2.9a)$$

$$[K] = \int_V [B]^T [D] [B] dV \quad (4.2.9b)$$

$$\{F\} = \int_{S_\sigma} [N]^T \{\bar{T}\} dS + \int_V [N]^T \{X\} dV + \int_V [B]^T [D] \{\varepsilon^o\} dV - \int_V [B]^T \{\sigma^o\} dV \quad (4.2.9c)$$

$[B]$	on muotofunktioderivaattamatriisi
$[D]$	jännitys–muodonmuutosmatriisi
$[N]$	muotofunktio matriisi
$\{\bar{T}\}$	annetut pintavoimat, traktiot (jakautuneet kuormat)
$\{X\}$	tilavuusvoimat (tilavuuspaino)
$\{\varepsilon^o\}$	alkumuodonmuutosvektori
$\{\sigma^o\}$	alkujännitysvektori
S_σ	kappaleen pinnan se osa, jolla pintavoimat vaikuttavat
V	kappaleen tilavuus (Vepsäläinen 1990)

Jakautuneista pintakuormista aiheutuvat solmuvoimat yksinkertaistuvat lineaarisilla elementeillä muotoon 4.2.10. Pintakuorma jakautuu siis tasan vierekkäisille solmuille.

$$F_i = \frac{\bar{T}l}{2} \quad (4.2.10)$$

l on vierekkäisten solmujen välimatka. (Vepsäläinen 1990)

4.2.3. Kimmoplastiset mallit

Maan muodonmuutosten kuvaamista varten on kehitetty materiaalimalleja, joissa muodonmuutokset ovat tietyn kuormitustason jälkeen pysyviä. Tällaisia malleja kutsutaan kimmoplastisiksi, ja ne kuvaavat maan todellista kuormituskäyttäytymistä paremmin kuin täysin elastiset mallit. Kimmoplastisessa mallissa muodonmuutokset jaetaan kimmoiseen ja plastiseen osaan. Kimmoiset muodonmuutokset lasketaan konstitutiivisten yhtälöiden avulla. Plastisen muodonmuutoksen laskemiseksi tarvitaan myötöehto, myötösääntö ja myötölujenemislaki. (Vepsäläinen 1990)

Muodonmuutoksen jako kimmoiseen ja plastiseen osaan:

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon\}^e + \{\varepsilon\}^p \quad d\{\varepsilon\} = d\{\varepsilon\}^e + d\{\varepsilon\}^p \quad (4.2.11)$$

Käyttämällä Hooken lakia saadaan:

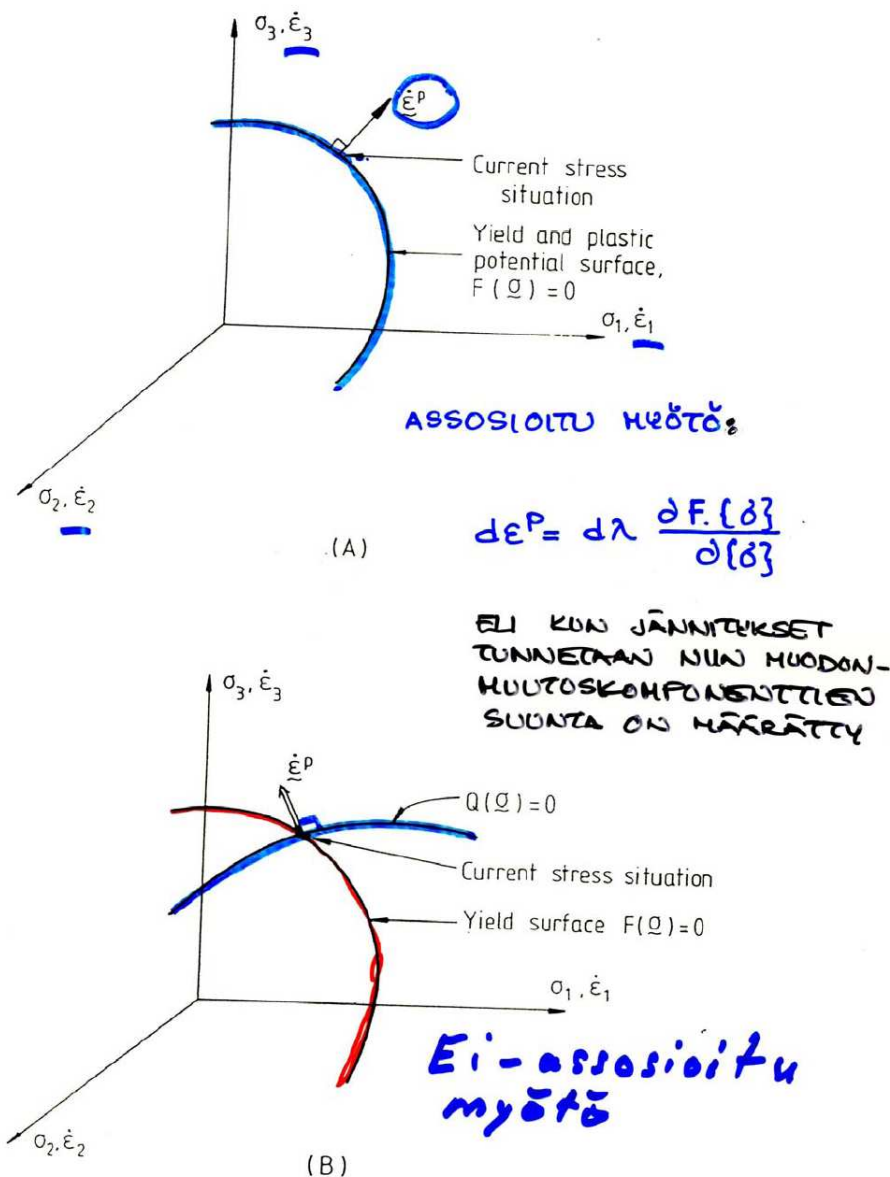
$$d\{\sigma\} = [D]^e d\{\varepsilon\}^e = [D]^e (d\{\varepsilon\} - d\{\varepsilon\}^p) \quad (4.2.12)$$

Myötöehto määrää rajatilan kimmoisen ja plastisen käyttäytymisen välillä. Geomekaniikassa käytetään yleensä Mohr–Coulombin myötöehtoa, joka kuvataan tarkemmin luvussa 4.3. Myötölujenemislaki määrää plastisen vastuksen suuruuden ja yhdistää myötöpinnan muutoksen jännityksen muutokseen. Myötösääntö määrää plastisten muodonmuutosten suunnan jännitysvaruudessa:

$$d\{\varepsilon\}^p = d\lambda \frac{\partial f\{\sigma\}}{\partial \{\sigma\}} = d\lambda \frac{\partial Q\{\sigma\}}{\partial \{\sigma\}} \quad (4.2.13),$$

jossa	$d\lambda$	on plastinen vastus (positiivinen)
	$f\{\sigma\}$	myötöehdosta ratkaistu myötöfunktio
	$Q\{\sigma\}$	plastinen potentiaalipinta (Vepsäläinen 1990)

Plastisen vastuksen ollessa nolla materiaali käyttäytyy kimmoisesti, ja vastuksen ollessa positiivinen materiaali myötää. Jos plastinen potentiaalipinta yhtyy myötöpintaan, puhutaan assosiatiivisesta myötöstä. Tällöin dilataatiokulman Ψ arvona käytetään tehokkaan leikkauskestävyyskulman arvoa. Kun myötöpinnalla ja plastisen muodonmuutoksen suunnalla ei ole yhteyttä, myötösääntö on non-assosiatiivinen (kuva 4.6). Assosiatiivisuus johtaa todellista suurempiin plastisiin tilavuudenmuutoksiin, mikä puolestaan kasvattaa murtokuorman arvoa. Tästä syystä kehittyneemmissä materiaalimalleissa on alettu käyttää non-assosiatiivista myötösääntöä. Aiemmissa tutkimuksissa on todettu, että käyttäen dilataatiokulmalle arvoa 0 FEM -laskennat antavat luotettavia tuloksia varmuuskertoimesta sekä vaarallisimman liukupinnan muodosta ja sijainnista. (Brinkgreve 2002, Griffiths & Lane 1999, Vepsäläinen 2010 A)



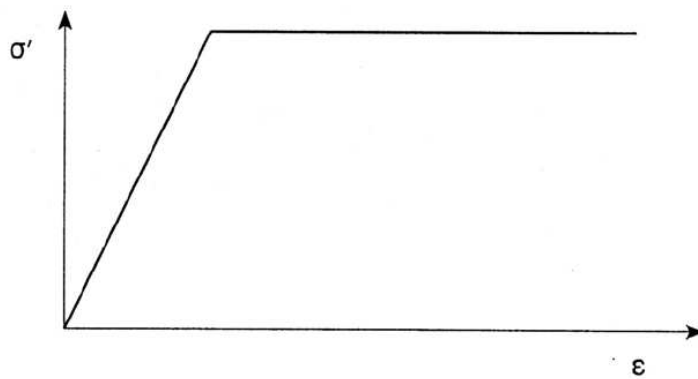
Kuva 4.6 Assosiatiivinen ja non-assosiatiivinen myötö (Vepsäläinen 2010 A)

Plaxis -ohjelmassa on valittavana useita erilaisiin tehtäviin soveltuvia kimmoplastisia materiaaalimalleja. Tässä työssä tehdään laskelmia kahdella eri mallilla, jotka esitellään seuraavassa luvussa.

4.3. Plaxis -ohjelman materiaaalimallit

4.3.1. Mohr–Coulombin malli (M–C)

Mohr–Coulombin malli on suhteellisen yksinkertainen, ja sitä suositellaan käytettäväksi alustavissa kutakin ongelmaa koskevissa analyyseissä tulosten suuruusluokan määrittämiseksi. M–C on kimmoisen ideaaliplastinen materiaaalimalli, jossa käytettävä myötöehto (kaava 4.3.1) on leikkauskestävyyskulman ja koheesion funktio. Kimmoisen ideaaliplastisen mallin perusajatus on, että materiaali käyttäytyy murtoon asti täysin kimmoisesti, minkä jälkeen se alkaa myötää. Tällöin muodonmuutokset kasvavat jännitysten pysyessä muuttumattomina (kuva 4.7). (Brinkgreve 2002)



Kuva 4.7 Kimmoisen ideaaliplastisen mallin perusidea (Brinkgreve 2002)

$$|\tau| \leq c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (4.3.1)$$

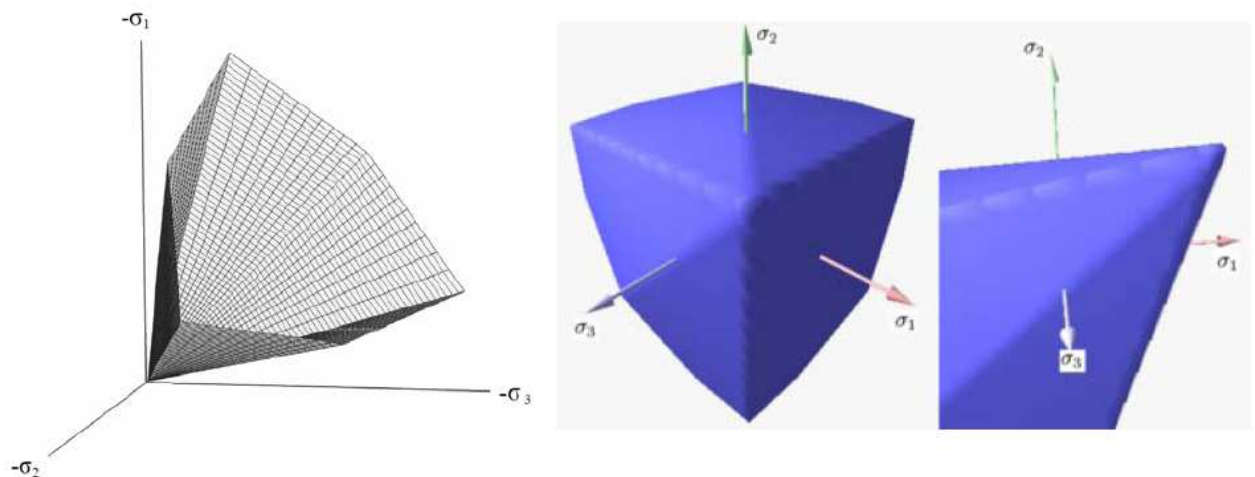
τ	on tarkasteltavalla pinnalla vallitseva leikkausjännitys
σ'	pintaa vastaan kohtisuora tehokas normaalijännitys
c'	tehokas koheesio
φ'	tehokas leikkauskestävyyskulma

Myötöfunktio f , eli myötöpinnan yhtälö, saadaan kirjoittamalla myötöehto pääjännitysten avulla ja siirtämällä kaikki termit yhtälön vasemmalle puolelle:

$$f = |\sigma_1' - \sigma_3'| - 2c' \cos \varphi' - (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \varphi' = 0 \quad (4.3.2)$$

σ_1' ja σ_3' ovat tehokkaita pääjännityksiä. (Brinkgreve 2002)

Mohr–Coulombin myötöpinta koostuu kuudesta myötöfunktioista, joissa pääjännitykset vuorottelevat. Pinta voidaan esittää 6-kulmaisena kartiona pääjännitysavaruudessa (kuva 4.8). Myötöfunktioiden lisäksi M–C -mallissa on määritelty kuusi plastista potentiaalfunktiota, joissa parametrina on dilataatiokulma Ψ . (Brinkgreve 2002) Myötöfunktiot ja plastiset potentiaalfunktiot on esitetty kokonaisuudessaan liitteessä 1.

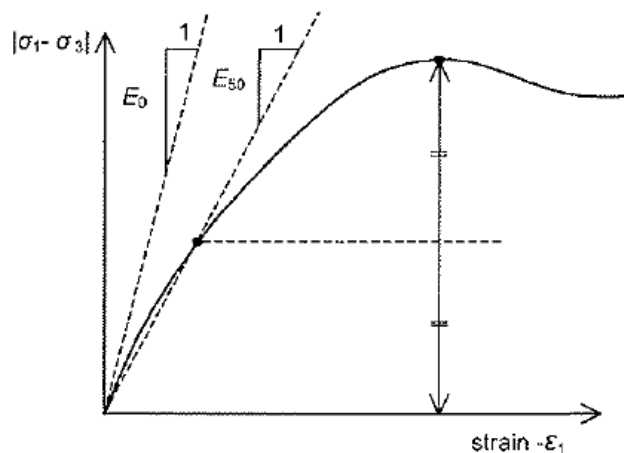


Kuva 4.8 M–C -mallin myötöpinta pääjännitysavaruudessa: vasemmalla $c'=0$, keskellä ja oikealla $c'>0$. (Vepsäläinen 2009 B)

Taulukko 4.3 M–C -mallin perusparametrit

Symboli	Nimi	Yksikkö
E	kimmomoduuli	kN/m^2
ν	Poissonin luku	-
φ'	tehokas leikkauskestävyyskulma	°
c'	tehokas koheesio	kN/m^2
Ψ	dilataatiokulma	°

Mohr–Coulombin malli koostuu viidestä perusparametrista, jotka on esitetty taulukossa 4.3. Parametrit määritetään laboratoriokokeilla. Kimmomoduulina käytetään tavallisesti ns. E_{50} - lukua, jonka määrittäminen ilmenee kuvasta 4.9. Lukua kutsutaan muodonmuutosmoduuliksi. Tehtävissä, joissa kuormitus pienenee, käytetään palautus- ja jälleenuormitusvaiheen kimmomoduulia E_{ur} , joka on yleensä ensimmäisen kuormitusvaiheen kimmomoduulia suurempi. Kimmomoduuli voidaan määritellä Plaxis -ohjelmassa vakioksi, tai se voi muuttua syvyyden mukana. (Brinkgreve 2002)



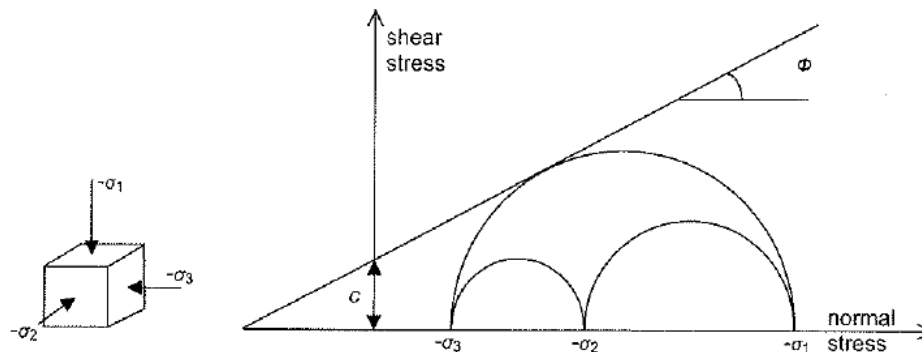
Kuva 4.9 Kimmomoduulin määrittäminen kolmiakselikokeen tuloksista (Brinkgreve 2002)

Poissonin luku eli suppeumaluku kuvaa materiaalin kokoonpuristuvuutta, ja se lasketaan vaak- ja pystysuuntaisten muodonmuutosten suhteesta. Poissonin luku vaihtelee yleensä välillä 0,3...0,4. Kuormituksen pienentyessä (esim. kaivu) sille käytetään arvoja 0,15...0,25. Poissonin luvun teoreettinen suurin arvo 0,5 kuvaa täysin kokoonpuristumatonta materiaalia. (Mansikkamäki 2009).

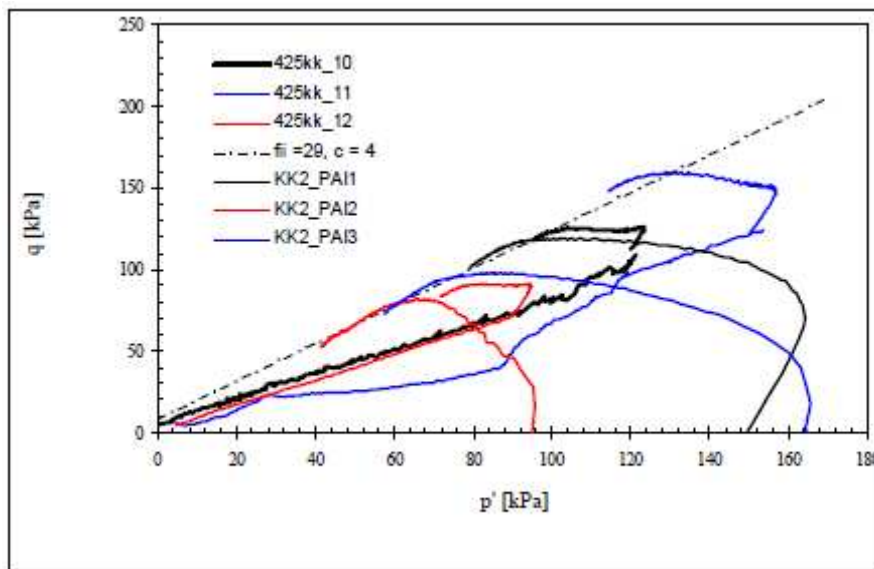
$$\nu = - \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \quad (4.3.3)$$

Koheesion arvona voidaan Plaxis -ohjelmassa käyttää vakioarvoa, tai se voi kimmomoduulin tapaan muuttua syvyyden funktiona. Koheesiolle kannattaa määritellä kitkamaissakin pieni arvo ($c > 0,2$ kPa), koska muutoin laskennassa voi ilmetä ongelmia. Kuvassa 4.10 esitetään koheesion ja leikkauskestävyyskulman määrittäminen Mohrin ympyröiden avulla ja kuvassa 4.11 jännityspolkukuvaajan avulla. Koska stabiliteettilaskennan tulos riippuu eniten

lujuusparametreista, ne tulisi määrittää jännityspolkukuvaajasta parhaan lopputuloksen saamiseksi. (Brinkgreve 2002, Mansikkamäki 2009)



Kuva 4.10 Koheesion ja leikkauskestävyysskulman määrittäminen Mohrin ympyröiden avulla (Brinkgreve 2002)



Kuva 4.11 Lujuusparametrien määrittäminen jännityspolkukuvaajien avulla. Pistekatkoviiva kuvaa murtotilan murtosuoraa ja sininen, yhtenäinen viiva huokospainerajan mukaista murtosuoraa. Huokospainerajan mukaisten parametrien käyttäminen on empiirinen tapa, josta on huomioitava murtumisesta aiheutuva huokosvedenpaine. (RHK 2006)

Dilataatiokulma kuvaa tilavuudenmuodonmuutoksen suhdetta leikkausmuodonmuutokseen. Dilataatiokulma on lievästi ylikonsolidoituneilla ja normaalikonsolidoituneilla savilla tyypillisesti nolla. Kitkamaiden dilataatiokulmaa voidaan arvioida kaavalla 4.3.4. Kuitenkin leikkauskestävyyden ollessa alle 30° dilataatiokulmalle annetaan arvo 0° . Dilataatiokulma voi olla negatiivinen vain erittäin löyhillä hiekoilla. (Brinkgreve 2002)

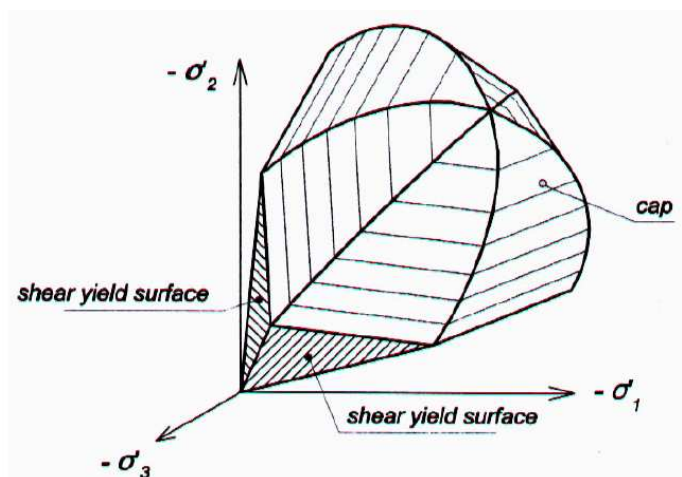
$$\psi = \arctan\left(-\frac{\delta\epsilon_v}{\delta\gamma}\right) \approx \varphi' - 30^\circ \quad (4.3.4)$$

Plaxis -ohjelma olettaa automaattisesti, että maamateriaalit eivät kestä vetojännityksiä. Mikäli jollekin maakerrokselle halutaan kuitenkin määritellä vetolujuutta, se onnistuu ohjelman Advanced parameters -välilehdellä. Samalla voidaan määritellä jo aiemmin mainitut koheesion ja kimmomoduulin funktiot. (Brinkgreve 2002)

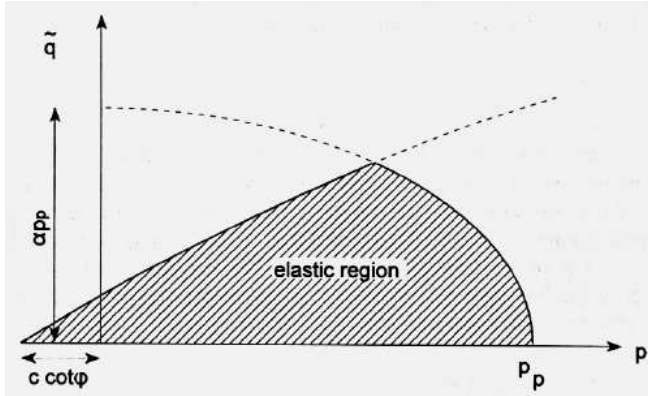
4.3.2. Hardening Soil -malli (HS)

Hardening Soil -malli on kehittynyt materiaalmalli. Siihen sisältyvät samat lujuusparametrit kuin M-C -malliinkin, mutta muodonmuutosominaisuudet kuvataan monimutkaisemmin. HS -malli sopii sekä kitkamaiden että pehmeiden savien mallintamiseen. Siinä missä Plaxis -ohjelman Soft Soil ja Soft Soil Creep -mallit soveltuvat vain monotonisesti kasvavalle kuormalle, HS -malli kattaa myös intensiteetiltään vaihtelevat kuormitukset. (Brinkgreve 2002) HS -malli on valittu tähän työhön siksi, että se soveltuu maaleikkausten analysointiin.

Hardening Soil -malli kuvaa nimensä mukaisesti maata myötölujuunevana materiaalina. Tämä tarkoittaa, että toisin kuin ideaaliplastisessa mallissa, myötöpinta laajenee plastisen muodonmuutoksen vaikutuksesta. HS -mallissa yhdistyvät deviatorinen Mohr–Coulombin myötöpinta ja niin kutsuttu cap -osa, joka kuvaa myötöä hydrostaattisen akselin suunnassa. (Brinkgreve 2002)



Kuva 4.12 HS -mallin myötöpinnat pääjännityskoordinaatistossa, $c'=0$. (Vepsäläinen 2010 A)



Kuva 4.13 HS -mallin myötöpinnat p' – q -tasossa (Vepsäläinen 2010 A)

Deviatorinen myötöpinta f ja myötölujenemisen eteneminen esitetään seuraavilla kaavoilla:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (4.3.5)$$

$$\bar{f} = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (4.3.6)$$

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (4.3.7)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi' - \sigma_3'}{c \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (4.3.8)$$

$$q_f = (c \cot \varphi' - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (4.3.9)$$

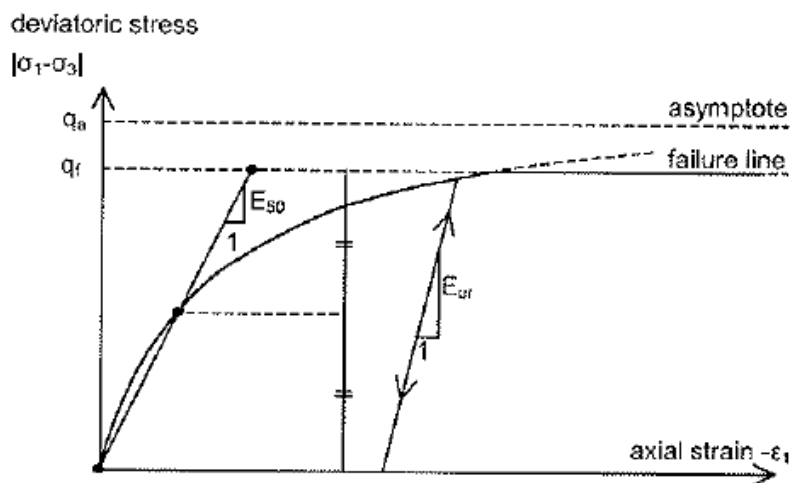
$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.3.10)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi' - \sigma_3'}{c \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (4.3.11),$$

missä	E_{50}	on sekanttimoduuli
	E_{50}^{ref}	ensikuormituksen sekanttimoduuli referenssipaineella p^{ref}
	p^{ref}	referenssipaine σ_3 (oletuksena 100 kPa)
	m	jännityseksponentti
	E_{ur}	kuorman vähennyksen tai toistokuormituksen sekanttimoduuli

E_{ur}^{ref}	kuorman vähennyksen tai toistokuormituksen sekanttimoduuli referenssipaineella p^{ref}
f	myötöfunktio
γ^p	deviatorinen myötölujenemisparametri (plastisen leikkausmuodonmuutoksen kertymä)
q_a	deviatorinen jännitys, hyperbelin asymptootti (kuva 4.14)
q_f	deviatorinen murtotila (kuva 4.14)
c'	koheesio
φ'	leikkauskestävyyskulma (Brinkgreve 2002)

Jännityseksponentti m määrää jännitys–siirtymäkäyrän muodon q – ε_1 -koordinaatistossa. HS -mallissa käyrä on paraabelin muotoinen. Jos $m = 1$, käyrä yksinkertaistuu suoraksi. Kuvassa 4.14 $m = 0,5$, joka on tyypillinen jännityseksponentin arvo koville maille. (Brinkgreve 2002)



Kuva 4.14 Muodonmuutosmoduulin määrittäminen jännitys–siirtymäkuvaajasta (Brinkgreve 2002)

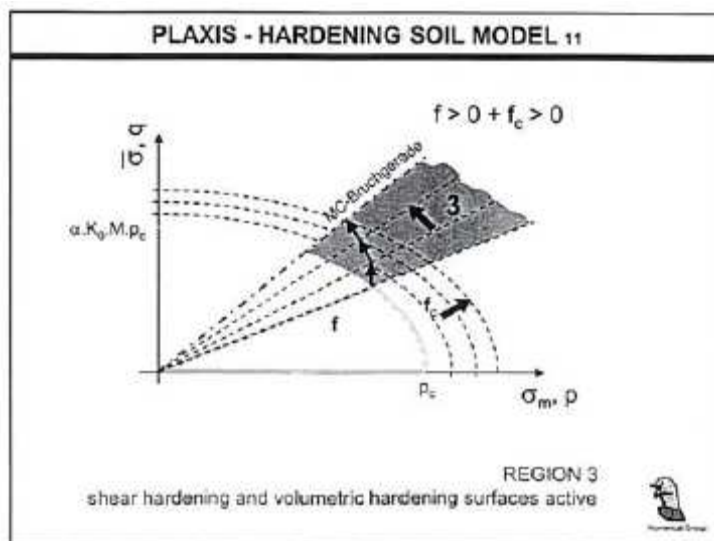
Hydrostaattisen akselin suuntainen myötölujeneminen tapahtuu siten, että c_{ap} (kuva 4.12) laajenee lähtien konsolidaatiojännityksen p_p alkuarvosta. Konsolidaatiojännitys syötetään ohjelmaan joko OCR:n (Overconsolidation ratio) tai POP:n (Pre-overburden pressure avulla). Myötöpinta on p' – q -koordinaatistossa ellipsi, jonka keskipiste sijaitsee origossa (kuva 4.15). Hydrostaattista myötöpintaa ja myötöden etenemistä kuvataan seuraavilla kaavoilla:

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (4.3.12)$$

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{m+1} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{m+1} \quad (4.3.13)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cot \varphi' - \sigma_1'}{c \cot \varphi' + p^{ref}} \right)^m \quad (4.3.14)$$

f_c	on myötöfunktio
\tilde{q}	$-(\sigma_1 - \sigma_3)$ kolmiakselisessa puristuksessa
α	cap -parametri, ohjelma määrittää normaalikonsolidoituneen tilan lepoainekertoimen K_0^{nc} avulla ($= 1 - \sin \varphi'$)
p_p	konsolidaatiojännitys hydrostaattisella akselilla
p^{ref}	referenssipaine σ_1 (oletuksena 100 kPa)
E_{oed}^{ref}	tangenttimoduuli referenssipaineella (oletuksena 100 kPa)
ε_v^{pc}	hydrostaattinen myötölujenemisparametri (plastisen tilavuudenmuodonmuutoksen kertymä)
β	cap -parametri, ohjelma määrittää tangenttimoduulin E_{oed}^{ref} avulla (Vepsäläinen 2010 A)



Kuva 4.15 HS -mallin myötölujenemisen kehittyminen $p-q$ -koordinaatistossa. (Vepsäläinen 2010 A)

Taulukoihin 4.4 ja 4.5 on koottu HS -malliin syötettävät perusparametrit ja lisäparametrit.

Taulukko 4.4 HS -mallin perusparametrit

Symboli	Nimi	Yksikkö
c'	tehokas koheesio	kN/m^2
ϕ'	tehokas leikkauskestävyyskulma	°
Ψ	dilataatiokulma	°
E_{50}^{ref}	ensikuormituksen sekanttimoduuli referenssipaineella	kN/m^2
E_{oed}^{ref}	tangenttimoduuli referenssipaineella	kN/m^2
m	jännitysekspONENTTI	-

Taulukko 4.5 HS -mallin lisäparametrit

Symboli	Nimi	Yksikkö
E_{ur}^{ref}	kuorman vähennyksen tai toistokuormituksen sekanttimoduuli referenssipaineella (oletuksena $3 E_{50}^{ref}$)	kN/m^2
ν_{ur}	kuorman vähennyksen tai toistokuormituksen suppeumaluku (oletuksena 0,2)	-
p^{ref}	referenssipaine (oletuksena 100)	kN/m^2
K_0^{nc}	normaalikonsolidoituneen tilan lepopaine kerroin (oletuksena $1 - \sin \phi'$)	-
R_f	murtokerroin q_f / q_a (oletuksena 0,9)	-
$\sigma_{tension}$	vetolujuus (oletuksena 0)	kN/m^2
$c_{increment}$	koheesio kasvun funktiona	kN/m^3

4.4. Strength reduction method (SRM)

Elementtimenetelmällä tehtävä stabiiliteettilaskenta perustuu yleensä niin sanottuun lujuuden pienentämismenetelmään (SRM). Siinä tehokkaita lujuusparametreja pienennetään kaavojen 4.4.1 ja 4.4.2 mukaan, kunnes sortuma tapahtuu. (Griffiths & Lane 1999)

$$c_f' = \frac{c'}{SRF} \quad (4.4.1)$$

$$\varphi_f' = \arctan \left(\frac{\tan \varphi'}{SRF} \right) \quad (4.4.2)$$

SRF on lujuuden pienentämiskerroin, joka vastaa perinteisellä rajatasapainomenetelmällä laskettua varmuuskeroa (FOS). Plaxis -ohjelmaan on rakennettu algoritmi, joka vähentää lujuutta automaattisesti niin kauan, kunnes sortuma tapahtuu. Tällöin ohjelma ei löydä enää sellaista jännitysjakautumaa, joka toteuttaisi sekä myötöehdon että globaalin tasapainon. Luiskan sortuma ja konvergoinnin loppuminen tapahtuvat yhtäaikaaisesti, ja siirtymät kasvavat dramaattisesti. (Griffiths & Lane 1999) SRM -algoritmi toimii Plaxis -ohjelmassa vain Mohr–Coulombin materiaalmallilla. Mikäli halutaan käyttää monimutkaisempaa materiaalmallia, lujuuden pienentämismetodia voidaan simuloida manuaalisesti luomalla systemaattisesti heikompia materiaaleja ja suorittamalla laskenta lujemmasta materiaalista alkaen. Tällöin ohjelman antamasta SumMstage -arvosta tarkistetaan, montako prosenttia laskentavaiheesta oli suoritettuna sortuman tapahtuessa. Kokonaisvarmuuden tarkka arvo voidaan laskea yhtälöllä 4.4.3. (Mansikkamäki 2009)

$$FOS_{kok} = F_{alku} + ((F_{loppu} - F_{alku}) \times SumMstage) \quad (4.4.3)$$

F_{alku} on lujuuden pienentämiskerroin laskentavaiheen alussa

F_{loppu} on lujuuden pienentämiskerroin laskentavaiheen lopussa

$SumMstage$ kertoo sortumahetken (Mansikkamäki 2009)

On todettu, että lujuuden pienentämismenetelmä ei yleensä ole herkkä dilataatiokulman, muodonmuutosparametrien ja laskentaverkon koon vaihteluille, joten voidaan sanoa, että näiden parametrien valinta ei ole oleellista kokonaisvarmuuden määrittämisessä. Täten laboratoriokoetulosten puuttuessa muodonmuutosparametreille ja dilataatiokulmalle voidaan antaa kokemukseräiset arvot. Avoimen tilan stabiliteettitarkasteluissa myöskään materiaalmallilla ei ole suurta merkitystä, mutta tehdessä suljetun tilan tarkastelu tehokkailla parametreilla tilanne muuttuu oleellisesti. Tällöin laskelmilla on tarkoitus ottaa huomioon myös murtumisesta syntyvä huokosvedenpaine, jolloin materiaalmallin ja muodonmuutosparametrien merkitys on suuri. Materiaalmalliksi tulee valita myötölujuusmalli, esimerkiksi Hardening Soil -malli. (Cheng et al. 2006, Mansikkamäki 2009)

4.5. Elementtimenetelmän edut

Geoteknisiä ongelmia on analysoitu jo pitkään FEM -ohjelmien kimmoplastisilla malleilla, mutta elementtimenetelmän soveltaminen stabiliteettilaskennassa on yhä melko vähäistä. Geotekniset suunnittelijat suhtautuvat monimutkaisiin FEM -analyysihin epäilevästi, mikä osin johtuu niissä tarvittavien harvinaisempien maaparametrien puutteesta. Eräs syy elementtimenetelmän karttamiselle on myös tottumus yksinkertaisempien lamellimenetelmien käyttöön. Stabiliteettilaskentaa elementtimenetelmällä on tutkittu paljon, ja on löydetty tehtävätyyppejä, joissa elementtimenetelmä tuo selvää etua lamellimenetelmiin nähden. On todettu, että yksinkertaisissa tapauksissa FEM antaa samankaltaisia tuloksia varmuuskertoimille ja liukupinnan sijainnille, ja että mutkikkaammissa tapauksissa FEM tuo esiin murtumismekanismeja, joita lamellimenetelmä ei löydä. Esimerkiksi erilaisista maavyöhykkeistä koostuvan maapadon stabiliteetin analysointiin elementtimenetelmän voidaan sanoa olevan ainoa luotettava tapa. (Griffiths & Lane 1999)

Elementtimenetelmän eduiksi voidaan lukea ainakin seuraavat asiat:

- Murtopinnan paikkaa ja muotoa ei tarvitse arvata etukäteen. Murto tapahtuu ”luonnollisesti” kuormituksen ylittäessä maaelementtien kestävyys.
- Koska maata ei jaeta lamelleihin, myöskään lamellienvälisistä voimista ei tarvitse tehdä oletuksia.
- Jos maan muodonmuutosparametreja on käytettävissä, voidaan laskea muodonmuutoksia käyttörajatilassa.
- Voidaan laskea huokospaineita.
- Voidaan mallintaa tapauksia, joissa kohteen geometria, pohjasuhteet tai kuormitus ovat monimutkaisia. Tällaisia ovat esimerkiksi vaiheittainen kaivu ja pengerrys sekä penger sivukaltevassa maastossa.
- FEM -ohjelmien graafiset tulosteet selkeyttävät suunnittelua. (Griffiths & Lane 1999)

4.6. Huomioitavaa elementtimenetelmän käytöstä

Jos tarkasteltava tehtävä on yksinkertainen, ei elementtimenetelmä välttämättä tuo lisäarvoa stabiliteettilaskentaan. Suunnittelijan tulisi ennen kaikkea tunnistaa, milloin

elementtimenetelmän käytöstä on hyötyä, ja milloin lamellimenetelmän käyttö on kannattavampaa. Elementtimenetelmän käyttö vaatii suunnittelijalta klassillisen geotekniikan hallintaa ja ymmärrystä menetelmän toiminnasta. Suunnittelijalla tulee myös olla käsitys tulosten suuruusluokasta. Ohjelman valinnassa on huomioitava, että teräs- ja betonirakenteiden analysointiin tarkoitettut FEM -ohjelmat eivät sovi maan käyttäytymisen mallinnukseen siihen liittyvien erityspiirteiden vuoksi. Tällaisia ovat mm. maan epälineaarinen käyttäytyminen, huokosvedenpaineen käsittely ja rakentamisen simulointi. Lähtöparametrien oikeaoppinen syöttäminen on myös tärkeää, sillä FEM -ohjelman antamat laskentatulokset ovat korkeintaan yhtä todenmukaisia kuin siihen syötetty data. (Griffiths & Lane 1999)

Vaikka elementtimenetelmän on todettu antavan yleensä samankaltaisia tuloksia kuin lamellimenetelmien, tutkimuksissa on löydetty myös tapauksia, joissa FEM -tulokset eroavat LEM -tuloksista ja lisäksi eri FEM -ohjelmien keskinäisissä tuloksissa on suuria eroja. Cheng et al. (2006) huomasivat, että tapauksessa, jossa luiskan keskellä on ohut heikompi maakerros, elementtimenetelmällä lasketut varmuuskertoimet eivät ole luotettavia. Laskentatulokset olivat osassa ohjelmia herkkiä laskentaverkon koolle, ja osassa myötöehdon assosiativisuudelle. Plaxis -ohjelman tuloksissa oli havaittavissa jälkimmäinen ongelmista.

Eräs FEM -ohjelmiin liittyvä selkeä ongelma on myös se, että niissä määritetään vain kaikkein vaarallisin liukupinta. Tällöin mahdollisesti muualla sijaitseva, lähes yhtä vaarallinen liukupinta voi jäädä kokonaan huomioimatta. Yllä mainituissa tapauksissa lamellimenetelmän käyttö on suositeltavaa ainakin rinnakkaisena laskutapana. (Cheng et al. 2006)

5. STABILITEETTI-ASKELMAT

5.1. Laskentakohteen esittely

5.1.1. Yleistä

Tarkasteltavaksi kohteeksi valittiin Helsinkiin liitetty, Östersundomin Gumbölessä sijaitseva alue, jonne on kaavailtu uutta asuin- ja liikekeskusta. Alue on tällä hetkellä viljelyskäytössä olevaa savikkoa, jonka reunoilla on asuintaloja. Tulevan Itämetron on suunniteltu kulkevan tämän alueen poikki etelä-pohjoissuuntaisesti. Linjausvaihtoehtoja on Gumbölen kohdalla kaksi: ensimmäisessä vaihtoehdossa metro kulkee maahan kaivetussa betonitunnelissa katutason alapuolella, ja toisessa vaihtoehdossa sillalla katutason yläpuolella. Tässä työssä tarkasteltiin maatunnelivaihtoehdon vaatiman työnaikaisen kaivannon stabiliteettia.

Kohteessa on tehty alustavia kaavoitukseen liittyviä pohjatutkimuksia Helsinkiin liittämisen jälkeen. Tutkimukset ovat sisältäneet pääasiassa puristinheijari-, porakone- ja siipikairauksia sekä näytteenottoa. Tämän työn yhteydessä kohteeseen ohjelmoitiin runsaasti täydentäviä tutkimuksia, joita tullaan hyödyntämään myös Itämetron jatkosuunnittelussa. Maastotutkimukset suoritti Helsingin kaupungin rakentamispalvelu Stara. Maakerrosrajojen selvittämiseksi tehtiin noin 40 metrin välein puristinheijarikairauksia radan keskilinjalla ja molemmilla sivuilla. Lisäksi tehtiin siipikairauksia savikerroksesta ja porakonekairauksia kallionpinnan varmistamiseksi. Alueelle aiemmin asennettua pohjaveden havaintoputkea jatkettiin puolella metrillä ylöspäin, sillä putkesta oli siihen mennessä mitattu ylivuotoa, tarkoittaen, että akviferikerroksessa oleva pohjavesi on arteesista. Pohjavesiputken jatkamisen jälkeen putkesta havaittiin edelleen ylivuotoa, joten pohjaveden todellisesta painetasosta ei saatu tarkkaa tietoa.



Kuva 5.1 Staran monitoimikaira tutkimuspaikalla

Kairausten perusteella määritettiin maakerrosrajat. Ylimpänä maakerroksena Gumbölen savikolla on noin 1 metrin paksuinen kuivakuorikerros. Sen alla on pehmeä savikerros, joka on syvimmillään noin 7 metrin paksuinen. Paikoin savikerroksen alla on ohuehko siltti-/hiekkakerros ja alimpana maakerroksena koko alueella on moreenia. Syvimmän savikon kohdalta otettiin kattava maanäytesarja. Kuivakuoresta ja saven alapuolelta näytteet otettiin häiriintyneinä, ja itse savikerroksesta häiriintymättöminä. Häiriintymättömät näytesarjat otettiin StII -mäntäkairalla kolmelta syvyydeltä, kolme näyteputkea kultakin syvyydeltä. Kaikille näytteille tehtiin peruskäsittely ja luokituskokeet. Häiriintymättömille näytteille tehtiin lisäksi ödometri- ja kolmiaksiaalikoeteita.

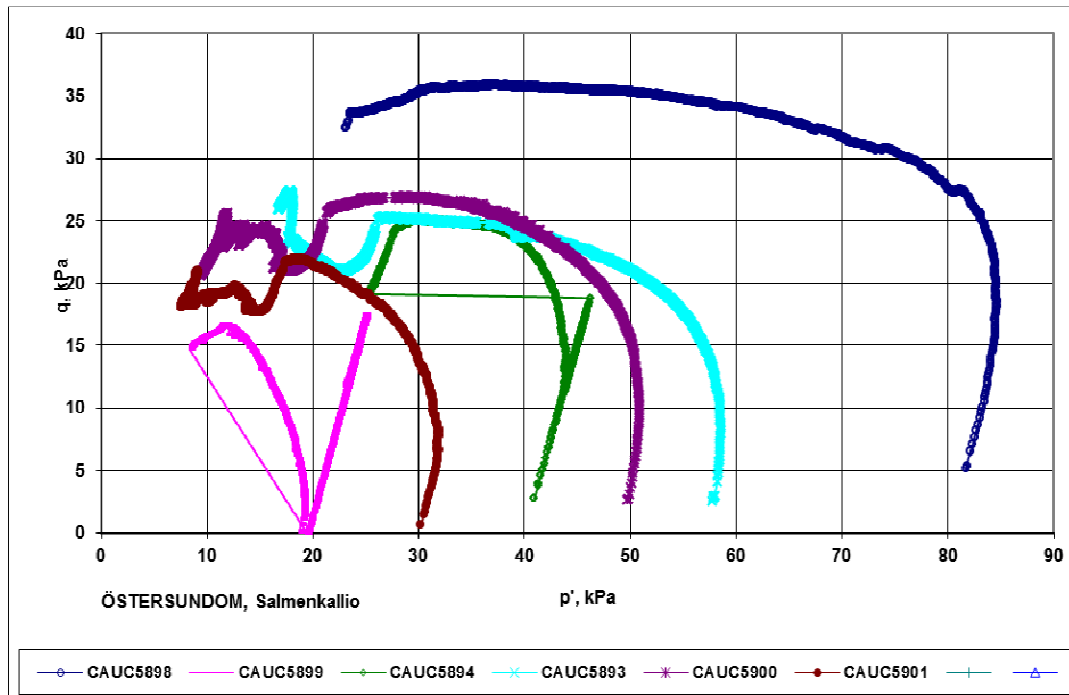
Tarkasteltava poikkileikkaus valittiin syvimmän savikon kohdalta, jossa maakerrokset ovat ylhäältä alas lueteltuina kuivakuorisavi, savi ja moreeni. Kaivannon syvyydeksi arvioitiin 8,5 metriä nykyisestä maanpinnasta, jolloin kaivu ulottuu moreenikerrokseen. Kaivannon leveydeksi arvioitiin 15 metriä. Pohjavedenpinta mallinnettiin alennetuksi kaivannon pohjan tasolle, jolloin epävarmuus pohjaveden alkuperäisestä painetasosta ei juuri vaikuttanut laskentatuloksiin.

5.1.2. Parametrien määrittäminen

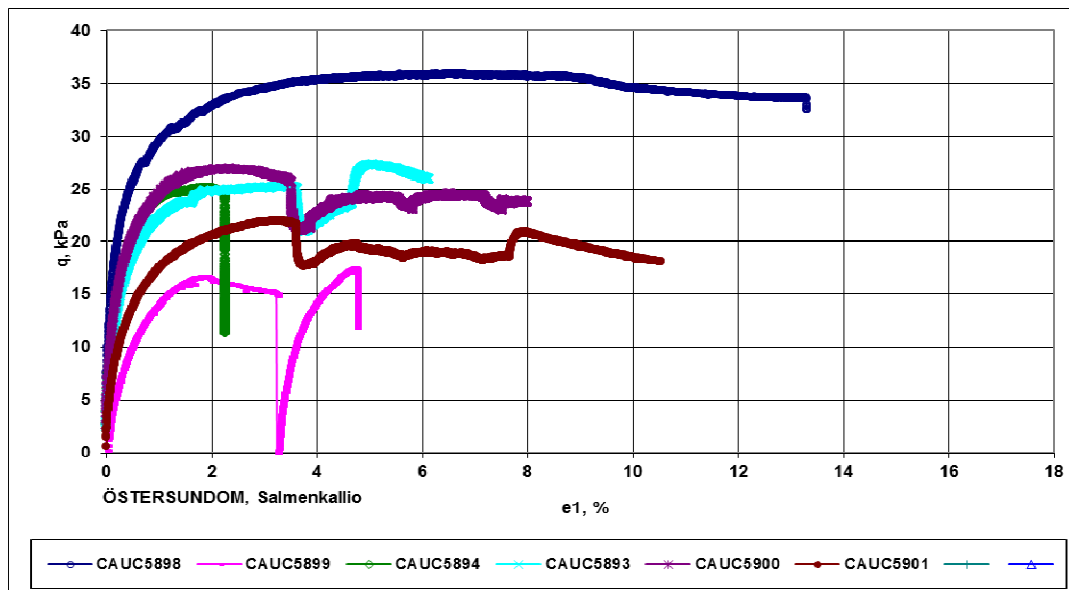
Häiriintyneet näytteet tutkittiin Staran laboratoriossa. Niistä määritettiin silmämääräinen maalaji ja vesipitoisuus. Moreenin tilavuuspaino, lujuus- ja muut parametrit arvioitiin varovaisena keskiarvona puristinheijarikairausvastuksen perusteella. Kuivakuorisaven lujuutena käytettiin aluksi RATO 3:n mukaista alapuolisen savikerroksen kitkakulmaa. Alustavissa laskelmissa kuitenkin huomattiin, että vaarallisimmat liukupinnat kulkivat epärealistisesti kuivakuoressa. Tästä syystä kuivakuoren lujuutena käytettiin myöhemmissä laskelmissa arvioitua suljettua leikkauslujuutta 30 kPa.

Häiriintymättömät savinäytteet tutkittiin Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulun Pohjarakennuksen ja maamekaniikan laboratoriossa. Luokituskokeista määritettiin mm. tilavuuspainot, vesipitoisuudet, suljetut leikkauslujuudet kartiokokeella sekä silmämääräiset maalajit. Kolmelle eri syvyyksiltä otetuille näytteille tehtiin portaittaiset ödometrikokeet, joilla pyrittiin ensisijaisesti selvittämään näytteiden esikonsolidaatiojännitys, jotta kolmiaksaalikokeet osattaisiin tehdä oikealla jännitystasolla. Ödometrikokeilla määritettiin myös näytteiden muodonmuutosparametrit ja pystysuuntainen vedenläpäisevyys.

Ödometrikokeiden jälkeen savikerroksesta tehtiin kuuden leikkauksen anisotrooppisesti konsolidoitu suljettu kolmiaksaalikoesarja (CAUC). Tehokkaat lujuusparametrit c' ja ϕ' määritettiin jännityspolkukuvaajista. Lisäksi kokeista saatiin suljetun tilan kimmomoduuli E , jota Plaxis -ohjelma vaatii lähtöparametriksi. Kahta koetta jatkettiin vielä leikkauksen jälkeen avoimena, tarkoituksena selvittää avoimen tilan kimmomoduuli ja Poissonin luku. Tehokkaaksi koheesioksi saatiin $c' = 8,4$ kPa ja tehokkaaksi leikkauskestävyyskulmaksi $\phi' = 11,4^\circ$. Suljetun tilan kimmomoduuli 1500 kPa määritettiin lähimpänä vallitsevaa jännitystilaa tehdystä, eli pienimmällä sellipaineella tehdystä kokeesta sekanttimoduulina. Arvo valittiin kohdasta, jossa maksimileikkausjännityksestä oli saavutettu 50 %. Avoimen tilan kimmomoduuli 3100 kPa määritettiin samalla periaatteella. Poissonin luvuksi saatiin 0,30.



Kuva 5.2. Kolmiakselialikokeiden jännityspolkukuvaajat



Kuva 5.3. Kolmiakselialikokeiden jännitys–siirtymäkuvaajat. Kuvaajista nähdään, että maan todellinen käyttäytyminen muistuttaa enemmän $H-S$ -mallin myötölujittuvaa kuin $M-C$ -mallin kimmoista ideaaliplastista muodonmuutuskäyttäytymistä.

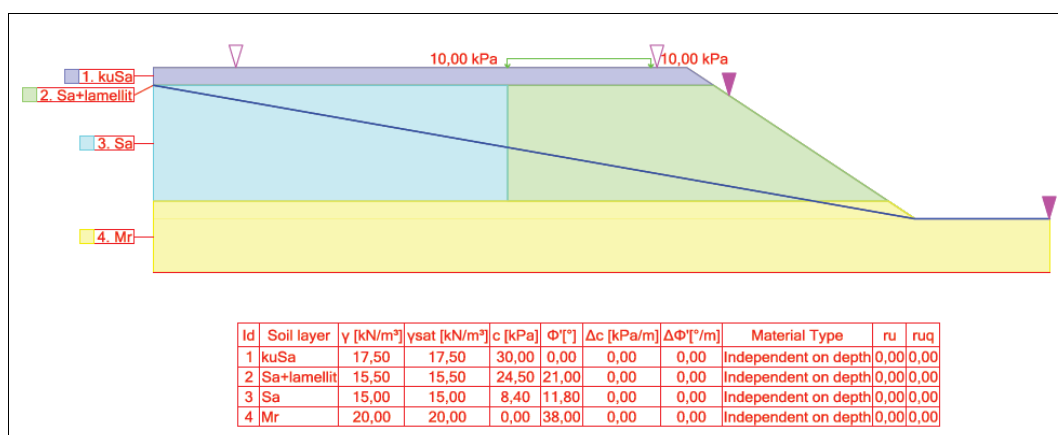
Ensimmäisissä laskelmissa huomattiin, että kaivantoluiskan kokonaisvarmuus jää noin tasolle 0,5, vaikka luiskakaltevuuutena käytettiin 1:2, luiskiін lisättiin kevennysleikkaukset eikä

mallissa ollut lainkaan työkonekuormaa. Tulos ei ollut yllättävä, sillä kuten tutkimuksissa todettiin, savi oli hyvin pehmeää. Tästä syystä lähdettiin analysoimaan ratkaisua, jossa luiskat on vahvistettu luiskaa vastaan kohtisuorilla syvästabilointilamelleilla. Pilarien halkaisijaksi valittiin 600 mm, ja niiden määriteltiin leikkaavan toisiaan 80 mm. Lamellien k-k -etäisyydeksi valittiin 1,6 metriä. Lamellien leveydeksi määritettiin 10 m luiskan yläreunasta pois päin – sama alue, jolla työkoneen voidaan ajatella liikkuvan. Stabilointipilarien ominaisuuksiksi valittiin seuraavat: $c' = 50$ kPa, $\phi' = 35^\circ$, $\gamma = 16$ kN/m³ ja $E = 22500$ kPa. Pilareilla vahvistetun maan lujuus- ja muut numeeriset ominaisuudet laskettiin stabiloimattoman maan ja pilarien pinta-aloilla painotettuna keskiarvona. Luiskakaltevuutena käytettiin 1:1,5.

5.2. Mallinnus ja laskentatulokset

5.2.1. Stabiliateetilasketmat lamellimenetelmällä

Lamellimenetelmään perustuvat liukupintalasketmat tehtiin GeoCalc -ohjelmalla. Laskelmissa käytettiin kolmea eri menetelmää: Bishop's simplified, Janbu's simplified ja Morgenstern-Price. Kahdella ensimmäisellä laskettiin ympyräliukupintoja ja viimeisellä vapaamuotoisia liukupintoja. Kaivannosta mallinnettiin vain vasen puoli, sillä geometria otaksuttiin symmetriseksi. Luiskan yläreunaan mallinnettiin 10 kPa:n suuruinen työkonetta edustava tasainen nauhakuorma. Pohjavedenpinta mallinnettiin laskevaksi mallin vasemmasta reunasta kuivakuoren alapinnasta kaivannon pohjan tasolle. Maakerrokset mallinnettiin vaakasuorina.



Kuva 5.4. Lähtötilanteen geometria liukupintalaskelmissa

Stabiliteetti laskettiin ensin RATO 3:n mukaan kuorman ja maaparametrien ominaisarvoilla. Tällöin vaadittava kokonaisvarmuus on 1,8, kun kaivannon vaikutusalueella on siirtymille herkkiä rakenteita. Seuraavaksi tehtiin eurokoodin murtorajatilan mukaiset laskelmat, joissa varmuus kohdistettiin maan lujuusparametreihin ja muuttuvaan kuormaan. Tällä tavoin laskettu varmuus onkin niin sanottu ylimateitoituserroin (ODF), jota verrataan vaadittuun ylimateitoituskertoimeen 1,0. Lopuksi laskettiin vielä eurokoodin käyttörajatilan mukainen varmuus korotetuilla osavarmuuskertoimilla luotettavuusluokassa RC2. Käyttörajatilan laskelmissa kuormana käytettiin ominaisarvoa.

Taulukoissa 5.1, 5.2 ja 5.3 on esitetty GeoCalc -laskelmissa käytetyt parametrit. Eurokoodin mukaisissa murtorajatilan laskelmissa kuivakuorisaven suljettu leikkauslujuus on redusoitu luvulla 1,4, ja tehokas koheesio sekä tehokas leikkauskestävyyskulma luvulla 1,25. On syytä muistuttaa, että leikkauskestävyyskulman mitoitusarvo määritetään jakamalla varmuusluvulla ominaisarvon *tangentti* eikä itse leikkauskestävyyskulmaa.

Taulukko 5.1. Maaparametrit RATO 3:n mukaisissa laskelmissa

GeoCalc RATO 3					
Kerros	Nimi	γ	c'	ϕ'	s_u
		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	kuSa	17,5	-	-	30
2	Sa	15	8,4	11,8	-
3	Sa+pilarit	15,5	24,5	21	-
4	Mr	20	0	38	-

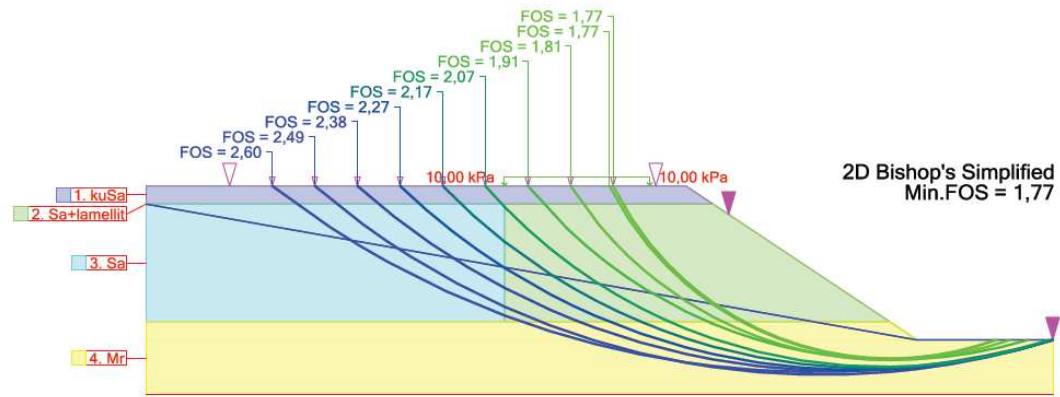
Taulukko 5.2 Maaparametrit eurokoodin murtorajatilan mukaisissa laskelmissa

GeoCalc EC murtorajatila					
Kerros	Nimi	γ	c'_{red}	ϕ'_{red}	s_{ured}
		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	kuSa	17,5	-	-	21,43
2	Sa	15	6,72	9,49	-
3	Sa+pilarit	15,5	19,6	17,07	-
4	Mr	20	0	32,01	-

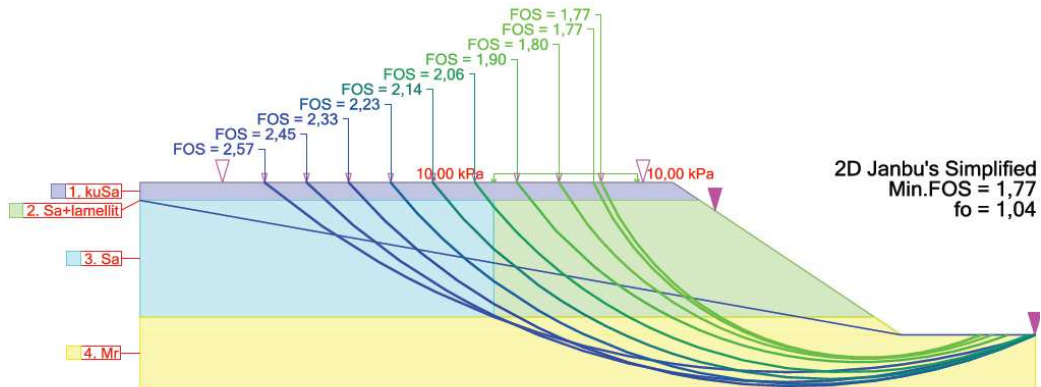
Taulukko 5.3 Maaparametrit eurokoodin käyttörajatilan mukaisissa laskelmissa

GeoCalc EC käyttörajatila					
Kerros	Nimi	γ	c'_{red}	ϕ'_{red}	s_{ured}
		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	kuSa	17,5	-	-	16,67
2	Sa	15	5,09	7,22	-
3	Sa+pilarit	15,5	14,85	13,1	-
4	Mr	20	0	25,34	-

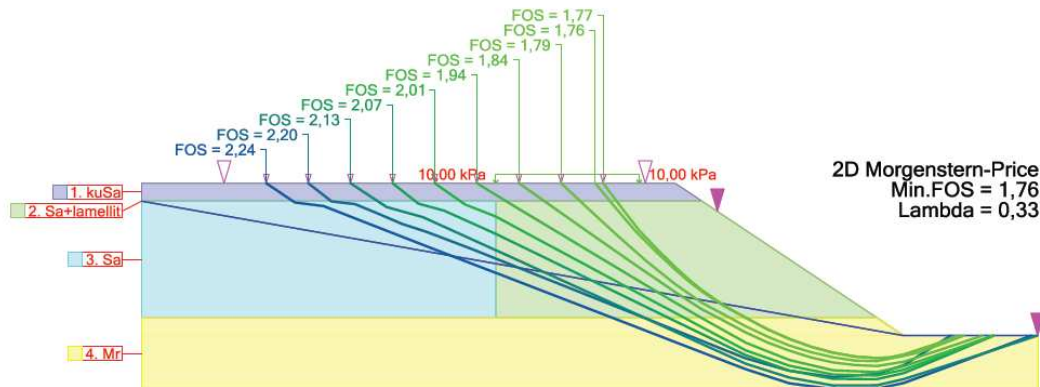
Seuraavissa kuvissa on esitetty liukupintalaskelmien tulokset. Ensimmäisenä on RATO 3:n mukaiset laskelmat, seuraavana eurokoodin murtorajatilalaskelmat ja viimeisenä eurokoodin käyttörajatilalaskelmat. Kussakin kuvassa on allekkain eri menetelmillä saadut tulokset.



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	Φ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq
1	kuSa	17,50	17,50	30,00	0,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
2	Sa+lammelli	15,50	15,50	24,50	21,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
3	Sa	15,00	15,00	8,40	11,80	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
4	Mr	20,00	20,00	0,00	38,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00

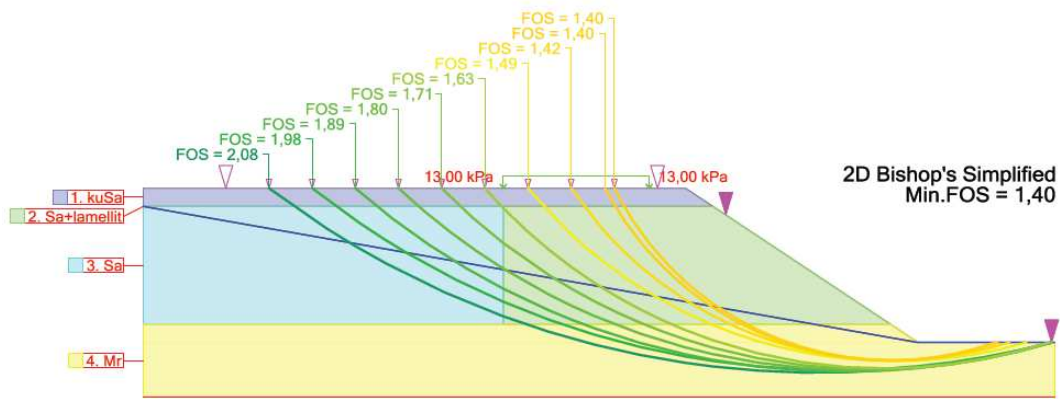


Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	Φ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq
1	kuSa	17,50	17,50	30,00	0,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
2	Sa+lammelli	15,50	15,50	24,50	21,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
3	Sa	15,00	15,00	8,40	11,80	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
4	Mr	20,00	20,00	0,00	38,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00

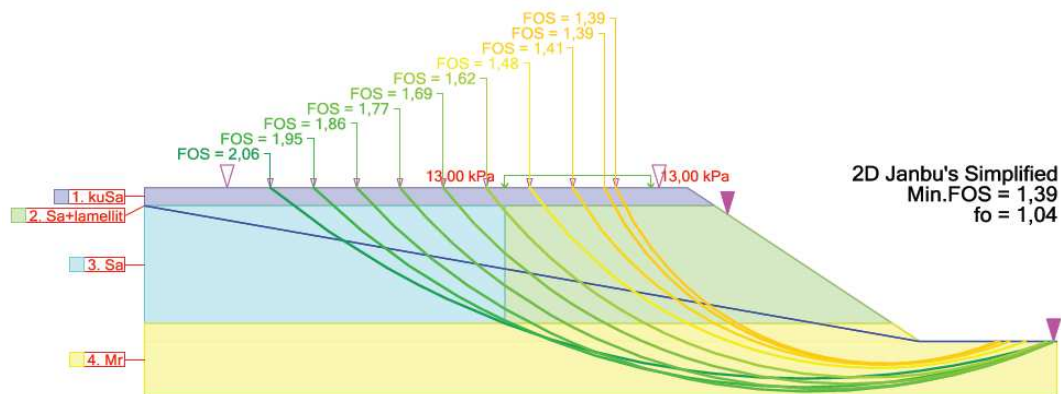


Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	Φ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	ru	ruq
1	kuSa	17,50	17,50	30,00	0,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
2	Sa+lammelli	15,50	15,50	24,50	21,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
3	Sa	15,00	15,00	8,40	11,80	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
4	Mr	20,00	20,00	0,00	38,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00

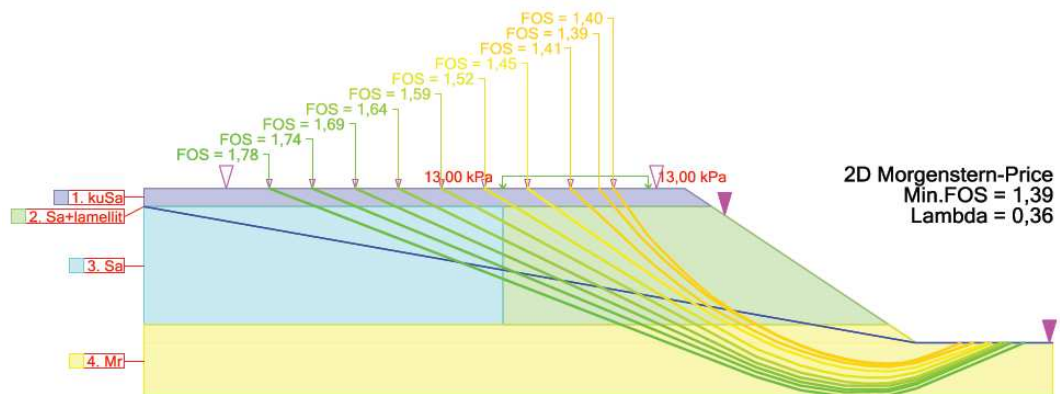
Kuva 5.5. Liukupintalaskelmien tulokset, laskenta RATO 3:n mukaan



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	Φ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	r_u	r_{uq}
1	kuSa	17,50	17,50	21,43	0,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
2	Sa+lammelliit	15,50	15,50	19,60	17,07	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
3	Sa	15,00	15,00	6,72	9,49	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
4	Mr	20,00	20,00	0,00	32,01	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00

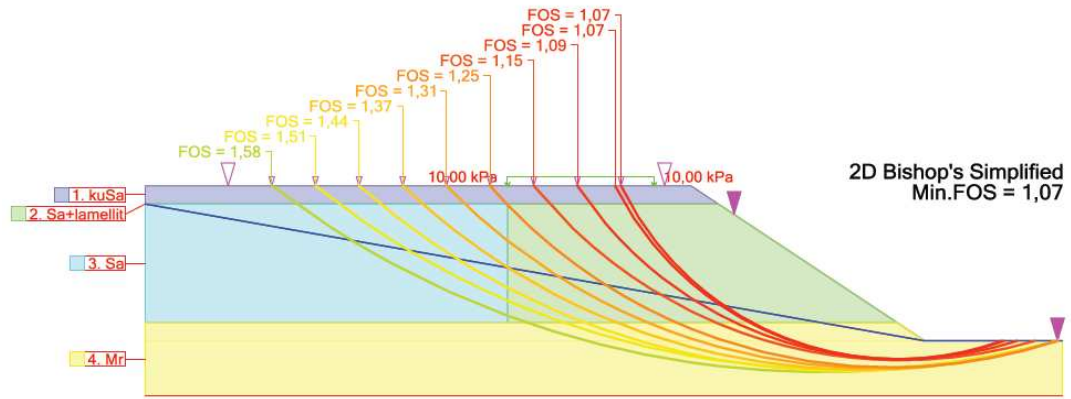


Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	Φ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	r_u	r_{uq}
1	kuSa	17,50	17,50	21,43	0,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
2	Sa+lammelliit	15,50	15,50	19,60	17,07	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
3	Sa	15,00	15,00	6,72	9,49	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
4	Mr	20,00	20,00	0,00	32,01	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00

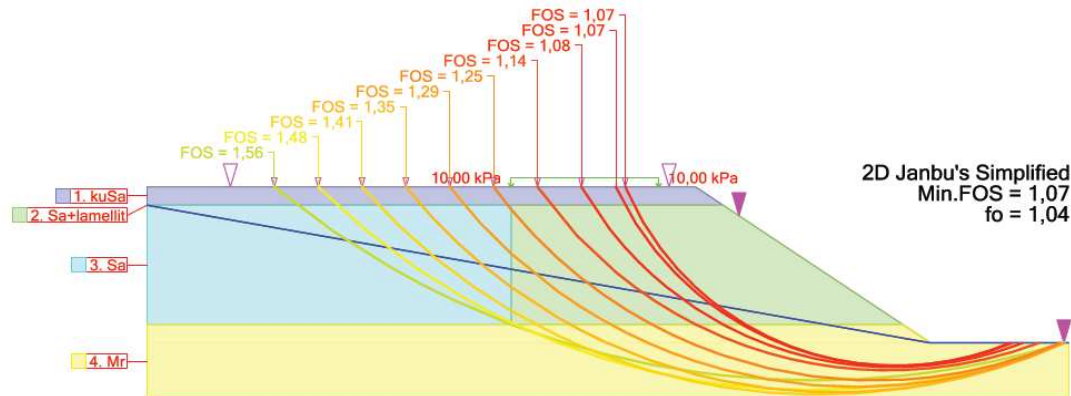


Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	Φ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	r_u	r_{uq}
1	kuSa	17,50	17,50	21,43	0,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
2	Sa+lammelliit	15,50	15,50	19,60	17,07	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
3	Sa	15,00	15,00	6,72	9,49	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
4	Mr	20,00	20,00	0,00	32,01	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00

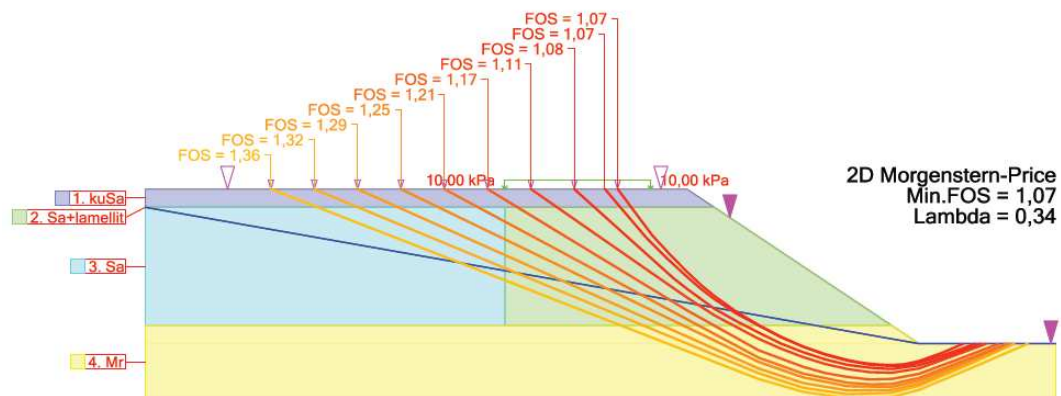
Kuva 5.6. Liukupintalaskelmien tulokset, laskenta eurokoodin murtorajatilan mukaan



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	Φ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	r_u	r_{uq}
1	kuSa	17,50	17,50	16,67	0,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
2	Sa+lammelli	15,50	15,50	14,85	13,10	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
3	Sa	15,00	15,00	5,09	7,22	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
4	Mr	20,00	20,00	0,00	25,34	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	Φ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	r_u	r_{uq}
1	kuSa	17,50	17,50	16,67	0,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
2	Sa+lammelli	15,50	15,50	14,85	13,10	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
3	Sa	15,00	15,00	5,09	7,22	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
4	Mr	20,00	20,00	0,00	25,34	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00



Id	Soil layer	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c [kPa]	Φ [°]	Δc [kPa/m]	$\Delta \Phi$ [°/m]	Material Type	r_u	r_{uq}
1	kuSa	17,50	17,50	16,67	0,00	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
2	Sa+lammelli	15,50	15,50	14,85	13,10	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
3	Sa	15,00	15,00	5,09	7,22	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00
4	Mr	20,00	20,00	0,00	25,34	0,00	0,00	Independent on depth	0,00	0,00

Kuva 5.7. Liukupintalaskelmien tulokset, laskenta eurokoodin käyttörajatilan mukaan

Laskelmien tuloksista nähdään, että esimerkkitapauksessa samalla mitoitustavalla, mutta eri lamellimenetelmillä saatujen tulosten välille ei syntynyt suurta eroa. Sekä Bishopin että Janbun menetelmät antoivat vaarallisimman liukupinnan kokonaisvarmuudeksi 1,77. Vaarallisin liukupinta muodostui molemmissa laskelmissa samaan kohtaan kulkien moreenikerroksen kautta. Morgenstern–Price -menetelmä (M–P) antoi tulokseksi 1,76. Liukupinta nousi kaivannon pohjalle hieman edellä mainittuja jyrkemmin. Kaikki kolme tulosta jäivät hieman vaaditun tuloksen 1,8 alapuolelle, minkä perusteella kaivantoluiskan vakavuus ei olisi RATO 3:n mukaan mitoitettuna riittävä.

Eri mitoitusmenetelmien välille syntyi aivan odotetustikin melko suuria eroja. Eurokoodin murtorajatilán mukaisten laskelmien tuloksiksi saatiin 1,39 Janbun ja M–P -menetelmien osalta, ja Bishopin menetelmällä 1,40. Liukupinnat muodostuivat jälleen lähes samoihin paikkoihin. Nyt tuloksena saatu ylimateituskerroin ylitti selvästi vaaditun tason 1,0. Tämä johtuu siitä, että eurokoodin murtorajatilán laskelmissa tehokkaiden lujuusparametrien osavarmuuskertoimet ovat huomattavasti pienempiä kuin totuttu kokonaisvarmuustaso. Siitä syystä murtorajatilán lisäksi tarkistettiin käyttörajatila eurokoodissa esitetillä korotettujen osavarmuuslukujen menettelyllä, mikä on ainoa tapa lamellimenetelmää käytettäessä.

Käyttörajatilán laskelmat tuottivat saman tuloksen, 1,07, kaikilla tässä työssä käytetyillä lamellimenetelmillä. Liukupintojen paikat olivat taas suurin piirtein samat sekä eri lamellimenetelmien että eri mitoitustapojen välillä. Käyttörajatilán mukaiset ylimateituskertoimet jäivät nyt tarvittavan tason yläpuolelle, kun luotettavuusluokka oli RC2. Tässä tapauksessa kaivannon stabiliteetti on siis eurokoodin mukaan mitoitettuna riittävä. Näiden tulosten perusteella voidaan todeta, että eurokoodin käyttö johtaa luiskien stabiliteettimitoituksessa pienempään varmuustasoon kuin kokonaisvarmuusmenetelmä. Täten käyttörajatilán tarkistaminen on eurokoodilla mitoitettaessa erittäin tärkeää. Kuten edellä on mainittu, käyttörajatila voidaan tarkistaa myös elementtimenetelmällä tai riittäväällä siirtymien ja huokospaineiden monitoroinnilla.

Taulukkoon 5.4 on koottu GeoCalc -ohjelmalla tehtyjen liukupintalaskelmien tulokset. Ominaisarvoilla tehtyjen laskelmien tuloksena saadut kokonaisvarmuuden on muunnettu ylimateituskertoimiksi jakamalla tulosarvot vaaditun kokonaisvarmuuden arvolla 1,8. Näin saatu ylimateituskerroin ei täysin vastaa eurokoodilaskelmien tuloksena saatua ylimateituskeroointa, mutta mahdollistaa numeerisen vertailun menetelmien välillä.

Taulukossa alle 1,0:n jäävät tulokset kertovat siis alimitoituksesta ja 1,0:n ylittävät tulokset ylimitoituksesta. Tuloksista nähdään, että eurokoodin käyttörajatilamitoituksella päästiin hyvin lähelle ihanteellista tulosta 1,0.

Taulukko 5.4. Liukupintalaskelmien tuloksena saadut ylimitoituskertoimet

GeoCalc		EC	
	RATO 3	murtorajatila	EC käyttörajatila
Bishop's simplified	0,983	1,400	1,070
Janbu's simplified	0,983	1,390	1,070
Morgenstern-Price	0,978	1,390	1,070

5.2.2. Stabiliateetilaskelmat elementtimenetelmällä

Gumbölen kaivantoluiskan stabiliateettia mallinnettiin elementtimenetelmään perustuvalla Plaxis -ohjelmalla. Sen lukuisista materiaalmalleista käytettiin tässä työssä Mohr–Coulombin mallia (M–C) ja Hardening Soil -mallia (HS). Materiaalimallien teoriaa on läpikäyty luvussa 4.

Laskelmat tehtiin jälleen ensin ominaisarvoilla, ja sitten eurokoodin mukaan. Elementtimenetelmän etuna on, että murto- ja käyttörajatila voidaan laskea samalla mallilla. Tällöin peruslaskenta suoritetaan ominaisarvoilla ja stabiliateetti määritetään automaattisella tai manuaalisella lujuuden pienentämismenetelmällä. Käyttörajatila tarkastetaan katsomalla, ovatko peruslaskennan tuloksena syntyneet siirtymät sallituissa rajoissa. Eurokoodi tuo tähän verrattain yksinkertaiselta kuulostavaan menettelyyn omat hankaluutensa. Kun murtorajatilatarkastelu on voitu aiemmin tehdä ominaisarvoilla, se joudutaan nyt tekemään erikseen pienennetyillä lujuuksilla ja tarvittaessa kasvatetuilla kuormilla. Tämä tarkoittaa käytännössä sitä, että murtorajatilatarkastelua varten joudutaan luomaan oma materiaalikirjasto ja tekemään kaksi erillistä laskentatiedostoa, toinen peruslaskennalle ja toinen murtorajatilatarkastelulle. Tässä työssä käyttörajatilatarkastelu tehtiin peruslaskennan lisäksi vielä murtorajatilatarkastelun tapaan, käyttäen samoja korotettuja osavarmuuslukuja kuin liukupintalaskelmissa. Syynä ylimääräiseen laskentaan oli se, että liukupinta- ja elementtilaskelmien tuloksia voitaisiin vertailla paremmin keskenään.

Varsinainen stabiliteettilaskenta tehdään Plaxis -ohjelman automaattisella lujuuden pienentämismenetelmällä käytettäessä M–C -mallia. Ominaisarvoilla laskettaessa tuloksena saadaan luiskun kokonaisvarmuus sortumista vastaan. Kun taas mitoitetaan eurokoodilla, lujuusparametrit syötetään ohjelmaan pienennettyinä, jolloin tuloksena saadaan luiskun ylimateitoituskerron. Mikäli laskentamallissa käytetään vain tehokkaita lujuusparametreja, eikä ulkoisia kuormia ole läsnä, myös eurokoodin mukainen laskenta voidaan suorittaa ominaisarvoilla ja jakaa tuloksena saatu kokonaisvarmuusluku 1,25:lla, joka on tehokkaiden lujuusparametrien osavarmuusluku. Huomattava on, että ominaisarvoilla tehty laskenta johtaa väärään tulokseen, mikäli laskentamallissa on mukana materiaaleja, joiden lujuus on määritetty suljettuna leikkauslujuutena. Tämä johtuu siitä, että automaattinen lujuuden pienentämismenetelmä alentaa yhtä lailla suljettua leikkauslujuutta kuin tehokkaita lujuusparametreja; tällöin parametrien erisuuruiset osavarmuusluvut jäävät huomiotta. Tähän diplomityöhön liittyvät murtorajatilatarkastelut tehtiin valmiiksi pienennetyillä lujuusparametreilla, sillä kuivakuorisaven lujuutena käytettiin suljettua leikkauslujuutta.

Kun stabiliteettilaskennassa käytetään jotakin M–C -mallista poikkeavaa materiaalimallia, lujuuden pienentäminen on tehtävä manuaalisesti. J. Mansikkamäki on esittänyt tähän soveltuvan menetelmän diplomityössään ”Olemassa olevien ratapenkereiden stabiliteetin laskenta elementtimenetelmällä”. Lujuuden pienentäminen tehdään siten, että luodaan mallin geometriaosiossa tietyillä kertoimilla heikennettyjä materiaalikirjastoja. Peruslaskennan jälkeen luodaan elementtiohjelman Calculations -osiossa uusia laskentavaiheita, joihin vaihdetaan heikennettyjä materiaaleja. Tätä jatketaan, kunnes tapahtuu sortuma. Varmuus murtumista vastaan saadaan aiemmin esitetyn kaavan 4.4.3 avulla. Eurokoodin murtorajatilatarkasteluissa lähtöparametreina ovat osavarmuusluvuilla pienennetyt parametrit eli mitoitussarvot. Heikennetyt materiaalikirjastot luodaan mitoitussarvoista – ei ominaisarvoista. Lopputuloksena saadaan arvo, joka on sellaisenaan eurokoodin mukainen ylimateitoituskerron.

Stabiloimattoman saven lujuusparametreina käytettiin kolmiakksiaalikoikeista saatuja arvoja. Kimmomoduulina käytettiin pienimmällä sellipaineella tehdystä kolmiakksiaalikoikeesta saatua arvoa 1500 kPa sekä M–C- että HS -laskelmissa. Avoimen tilan kimmomoduulia (3100 kPa) ei käytetty, sillä ödometrikokeilla määritetty tangenttimoduuli (~870 kPa referenssipaineella 100kPa) oli liian pieni suhteessa avoimen tilan kimmomoduuliin, eikä siten kelvannut HS -

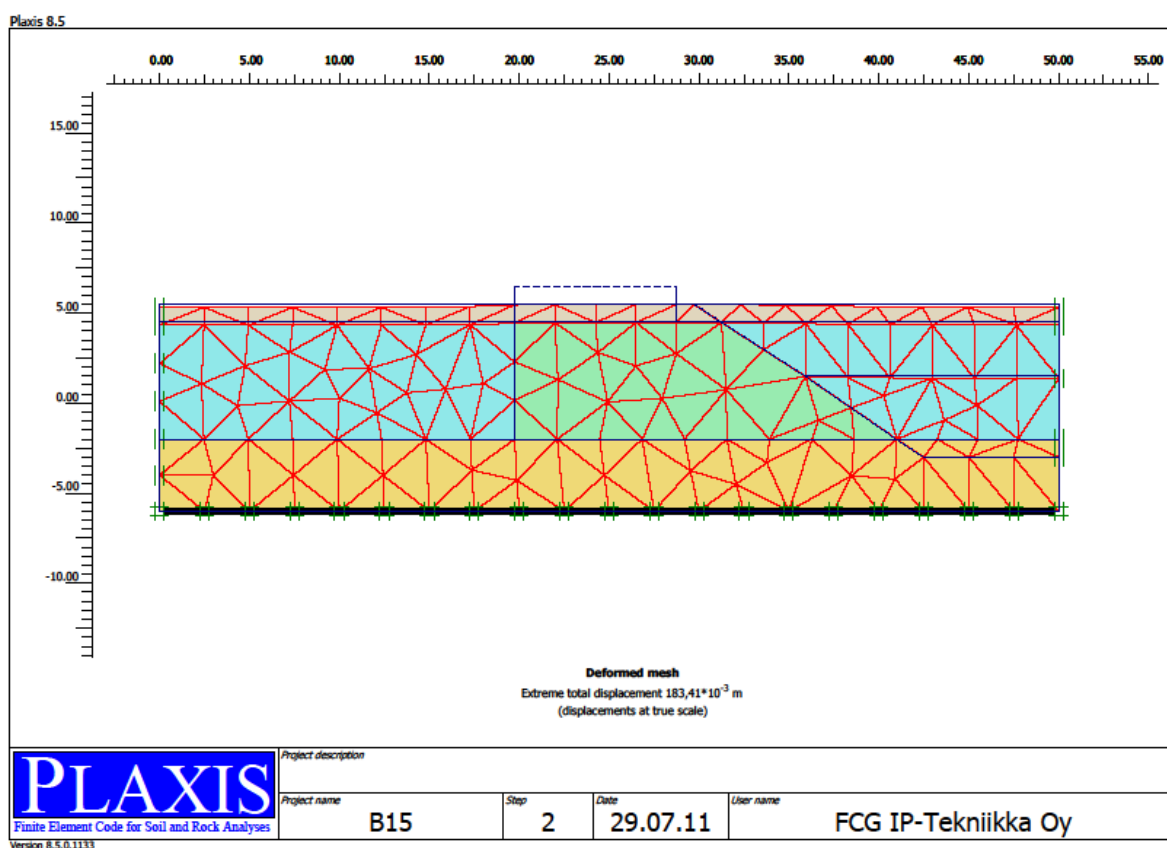
mallin lähtöparametriksi. Ödometrikokeen tangenttimoduuli on huomattavasti luotettavampi kuin kolmiaksaalikokeen kimmomoduulit. Siksi laskelmiin valittiinkin kimmomoduuleista pienempi, jotta tangenttimoduuli olisi lähempänä todellista. Valitsemalla kimmomoduuliksi 1500 kPa tangenttimoduuliksi tuli noin 1550 kPa. Käytännössä muodonmuutosparametrien vaikutus stabiliteettiin on lujuusparametreihin verrattuna vähäinen, mutta koska laskelmissa haluttiin arvioida myös siirtymien suuruusluokkaa, kannatti kimmomoduulit valita harkiten.

Mallin geometria luotiin täsmälleen samanlaiseksi kuin liukupintalaskelmien geometria. Muuttuva kuorma mallinnettiin metrin korkuisena laatikkona, jonka tilavuuspaino vastasi kulloinkin käytettävän kuorman suuruutta, ja joka vastasi jäykkyysominaisuuksiltaan betonia. Laskelmissa käytettiin savelle HS- ja M-C -materiaalimalleja. Muut maakerrokset mallinnettiin M-C -mallilla. Paineellinen pohjavesi mallinnettiin alkutilanteessa kuivakuoren alapintaan. Laskelmissa hyödynnettiin Plaxis -ohjelman mahdollisuutta simuloida rakentamista vaiheittain. Tilanteelle määritettiin seuraavat vaiheet:

1. Alkutilanne
2. Alkujännitysten määrittäminen
3. Kuorman aktivointi ja pohjaveden lasku kaivannon pohjan tasolle
4. Kaivu savikerroksen puoliväliin
5. Konsolidaatio 15 pv
6. Kaivu lopulliselle tasolle
7. Stabiliteetin määrittäminen joko automaattisella SRM -menetelmällä tai manuaalisesti

Alkutilanteessa asetettiin pohjaveden reunaehdot. Yleinen pohjavedenpinnan taso asetettiin moreenikerroksen alapintaan, ja moreenikerroksessa olevan paineellisen pohjaveden painetaso asetettiin kuivakuoren alapintaan. Alkujännitysten määrittämiseen ei käytetty ohjelman automaattista ns. K_0 -proseduuria, sillä laskentamalli sisälsi vinoja kerrosrajoja. Sen

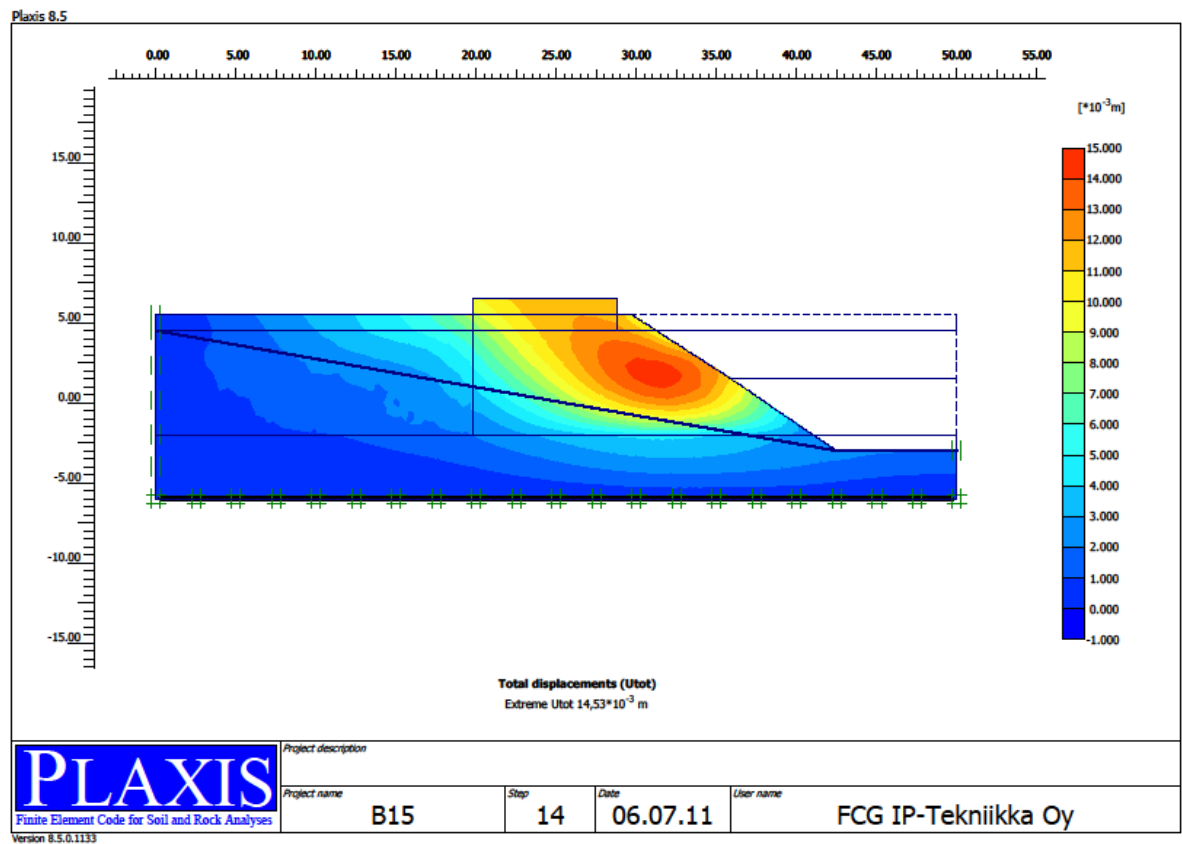
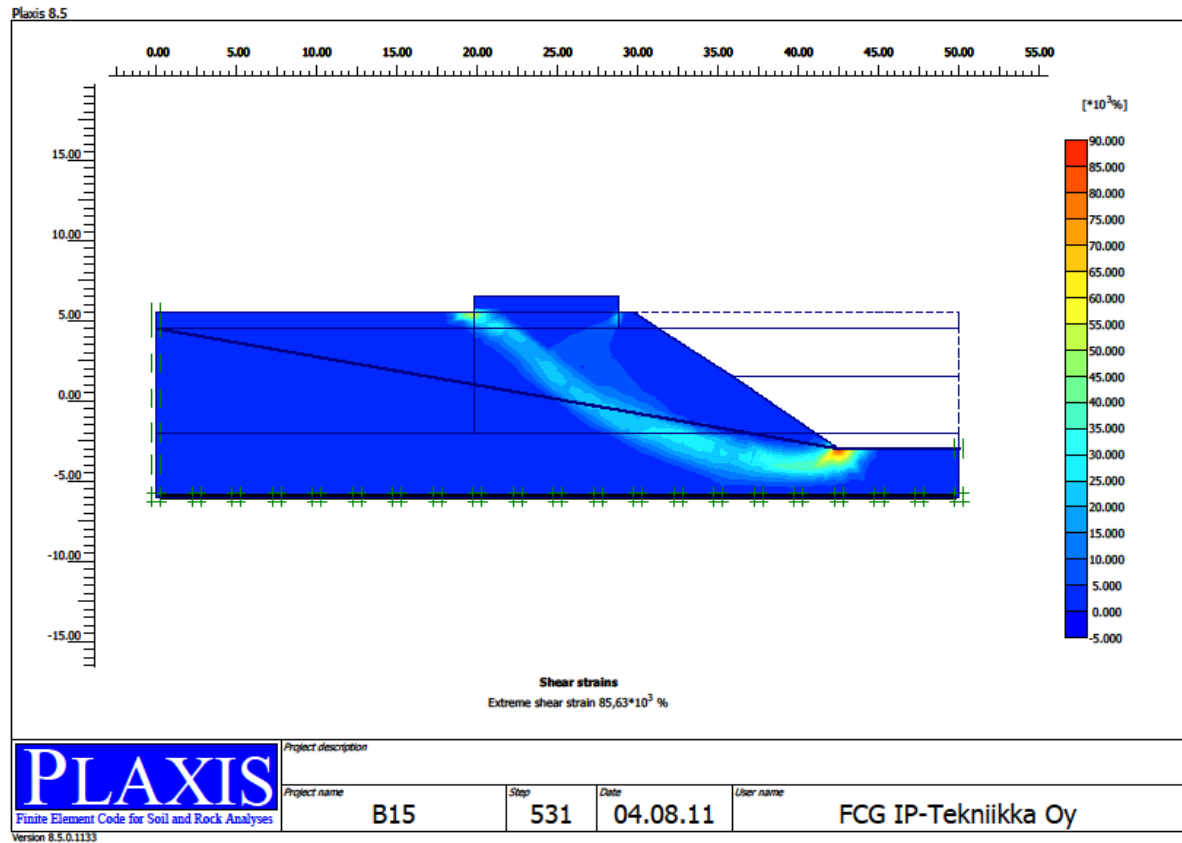
sijaan alkujännitykset määritettiin Gravity loading -tyyppisenä erillisenä laskentavaiheena. Kuorman aktivointi ja kaivutvaiheet mallinnettiin Staged construction -tyyppisinä plastisina analyyseina. Ennen kuorman aktivointia siirtymät nollattiin, koska alkujännitysten määrittäsvaiheessa syntyvät siirtymät eivät ole todellisia. Kaivannon annettiin konsolidoitua 15 vuorokautta kaivuvaiheiden välissä. Viimeisenä laskettiin lopputilanteen stabiilitetti.



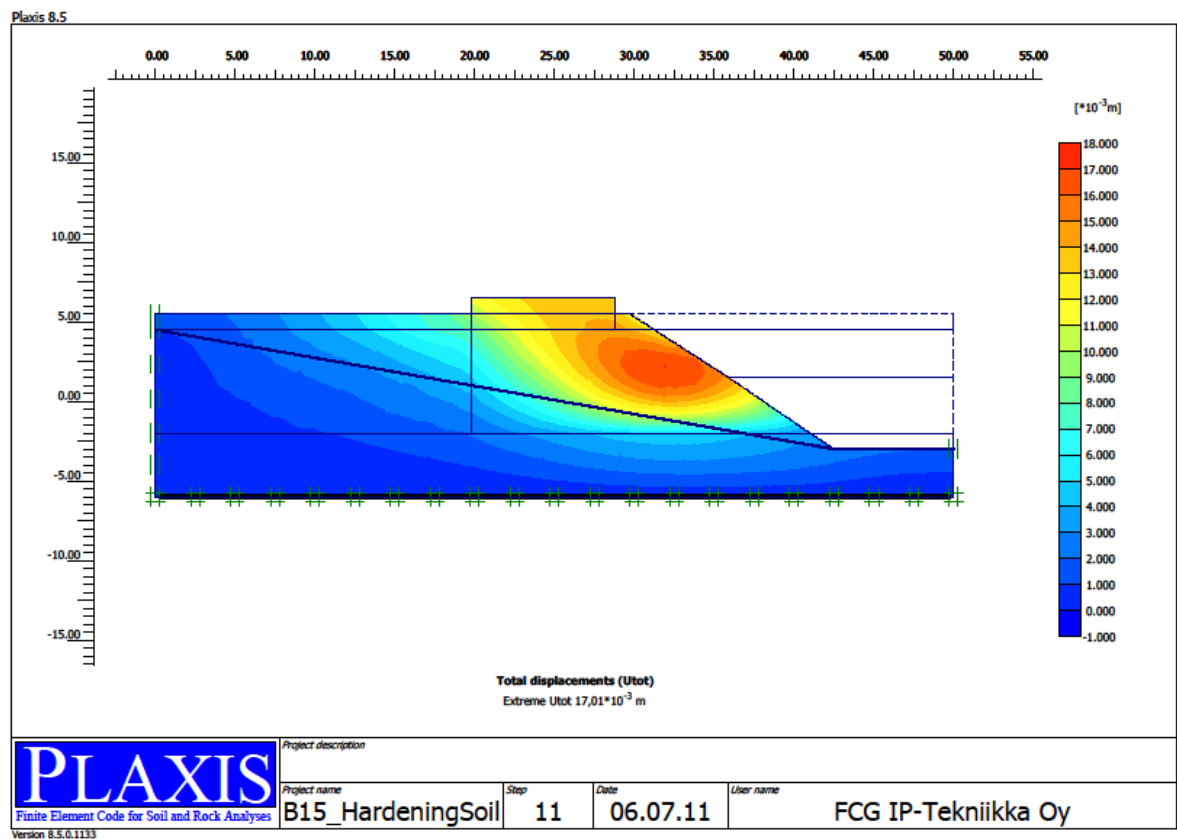
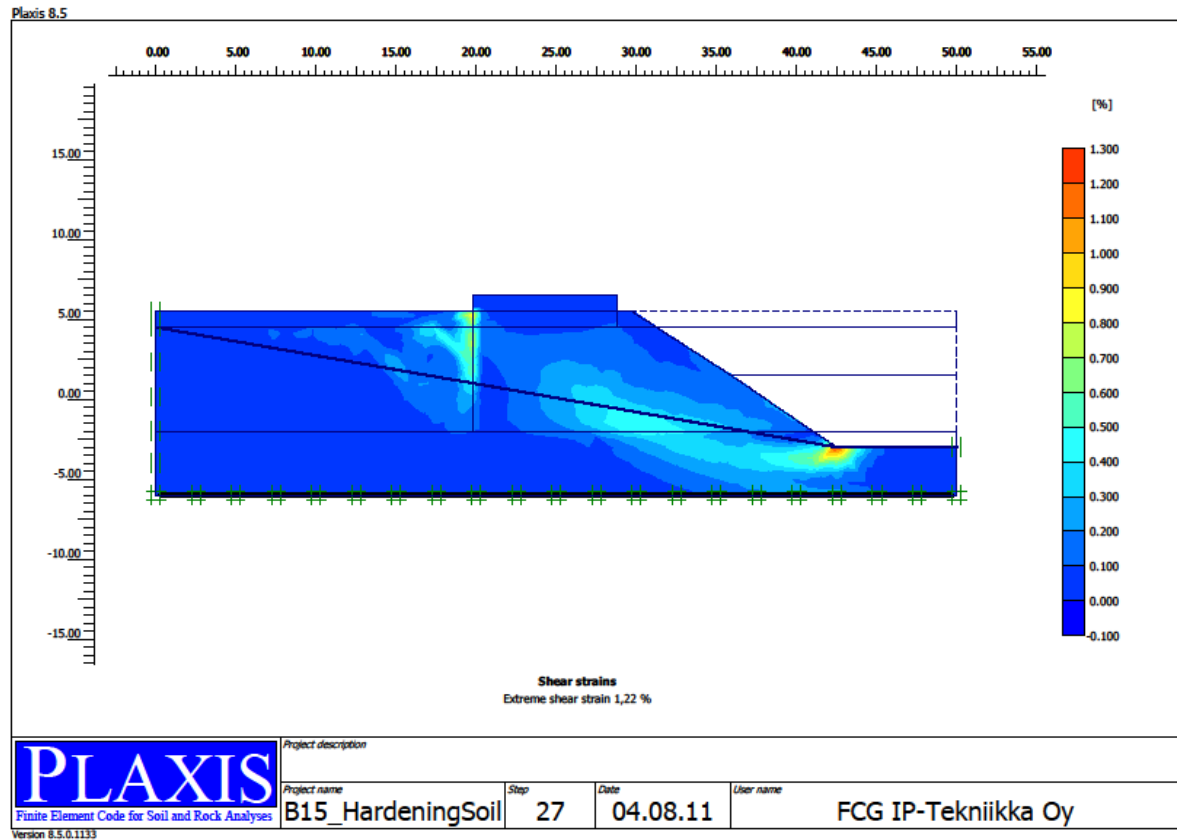
Kuva 5.8. Alkujännitystilän generointi Gravity loading -menetelmällä. Tässä vaiheessa syntyneet siirtymät nollataan seuraavan laskentavaiheen alussa.

Elementtilaskentojen tulokset on esitetty seuraavissa kuvissa. Kuvissa on allekkain sortumatilanne ja viimeisen kaivuvaiheen jälkeinen tilanne. Sortumatilanteella tarkoitetaan laskentojen viimeistä steppiä, jossa lujuusparametreja on pienennetty siten, että sortuma tapahtuu. Sortumatilanteen murtomekanismia havainnollistetaan kuvissa leikkausmuodonmuutosten avulla. Kuvien 5.9, 5.11 ja 5.13 murtomekanismit ovat syntyneet M–C -mallin automaattisen lujuuden pienentämisproseduurin tuloksena. Vastaavasti kuvien 5.10, 5.12 ja 5.14 HS -laskentojen murtomekanismit on saavutettu pienentämällä lujuutta manuaalisesti. On huomattava, että sortumatilanteen muodonmuutokset eivät ole todellisia, vaan leikkausmuodonmuutosväriskartat kuvaavat murtotilanteessa syntyvän ”liukupinnan”

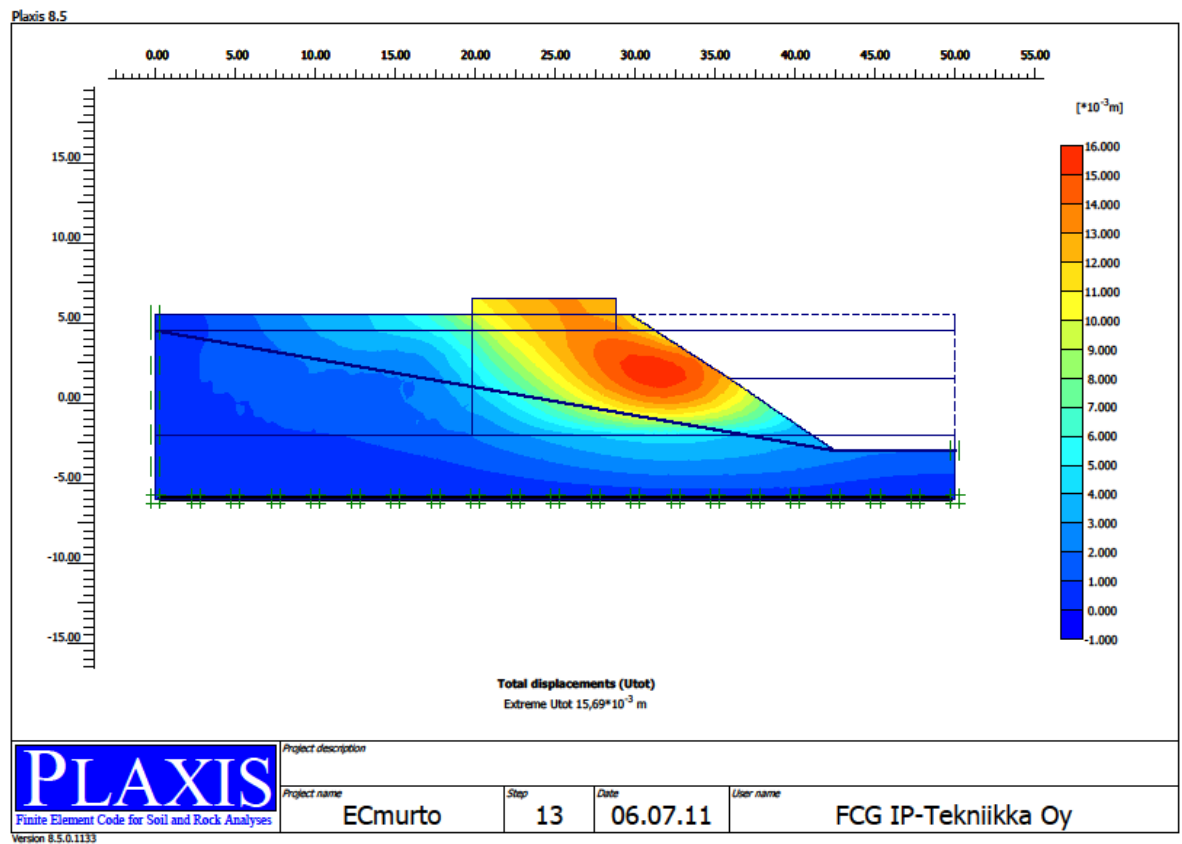
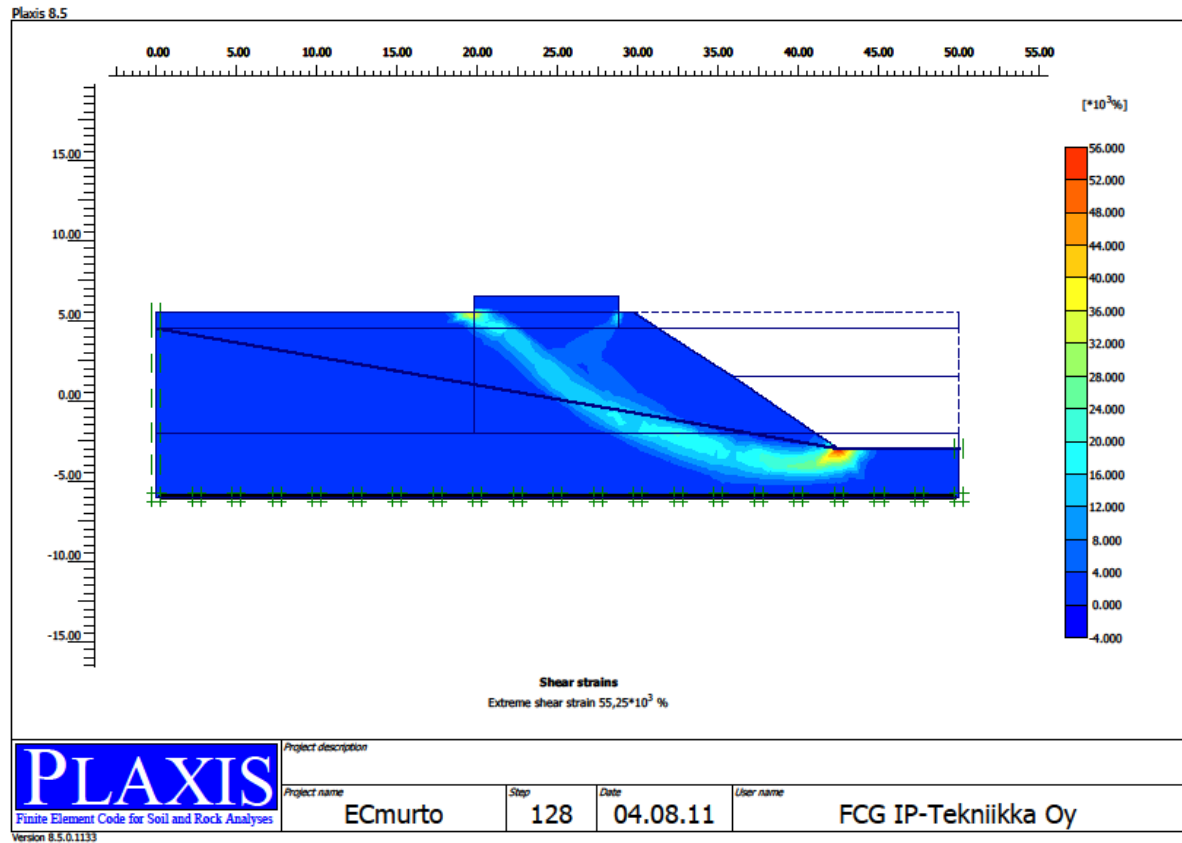
paikkaa ja muotoa. Todelliset siirtymät luetaan sortumakuvan alla olevasta viimeisen kaivuvaiheen kuvasta, jossa värit indikoivat siirtymän suuruutta. Kokonaisvarmuuden tai ylimerkityskertoimen arvot eivät tulostu Plaxis -ohjelman kuviin, vaan ne on luettava erikseen ohjelman Output -osion Calculation info -välilehdeltä. Numeeriset tulokset on kerätty taulukkoon 5.5. Elementtilaskennoissa käytetyt maaparametrit on esitetty liitteissä 2, 3 ja 4.



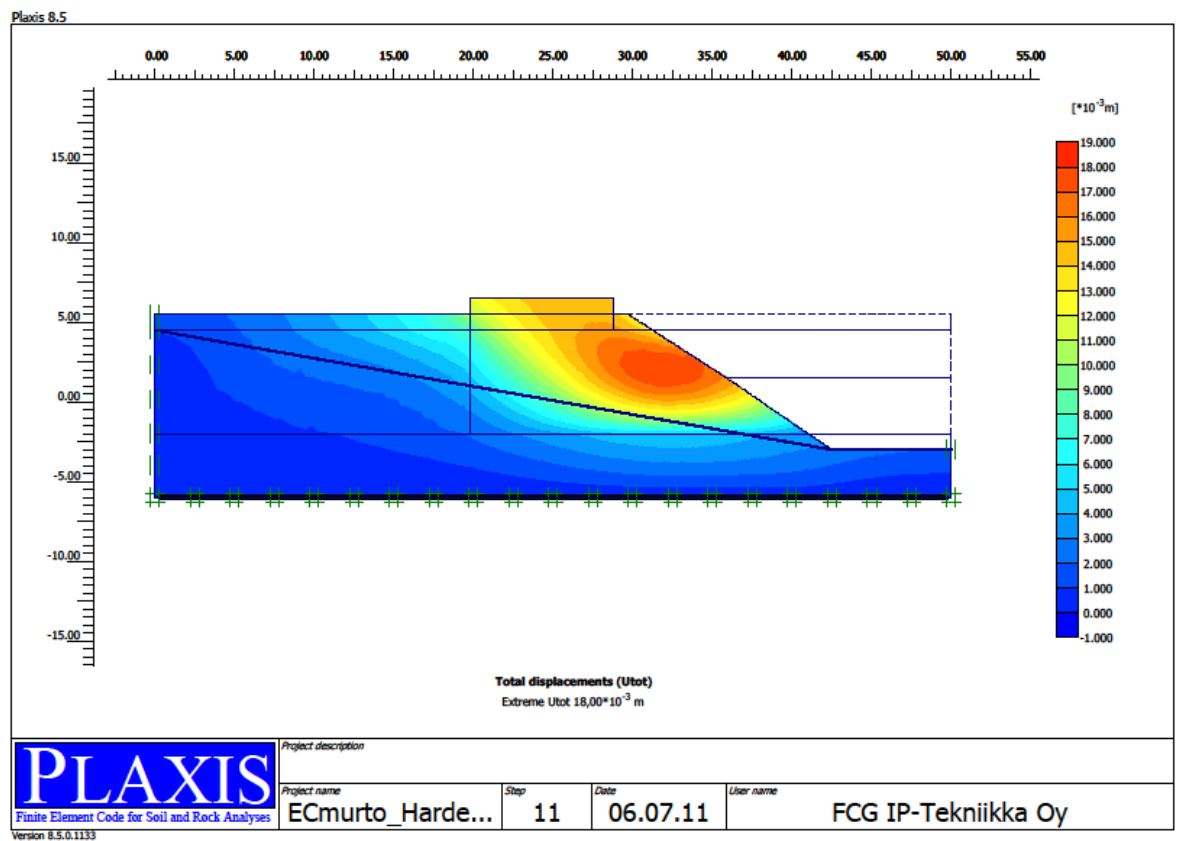
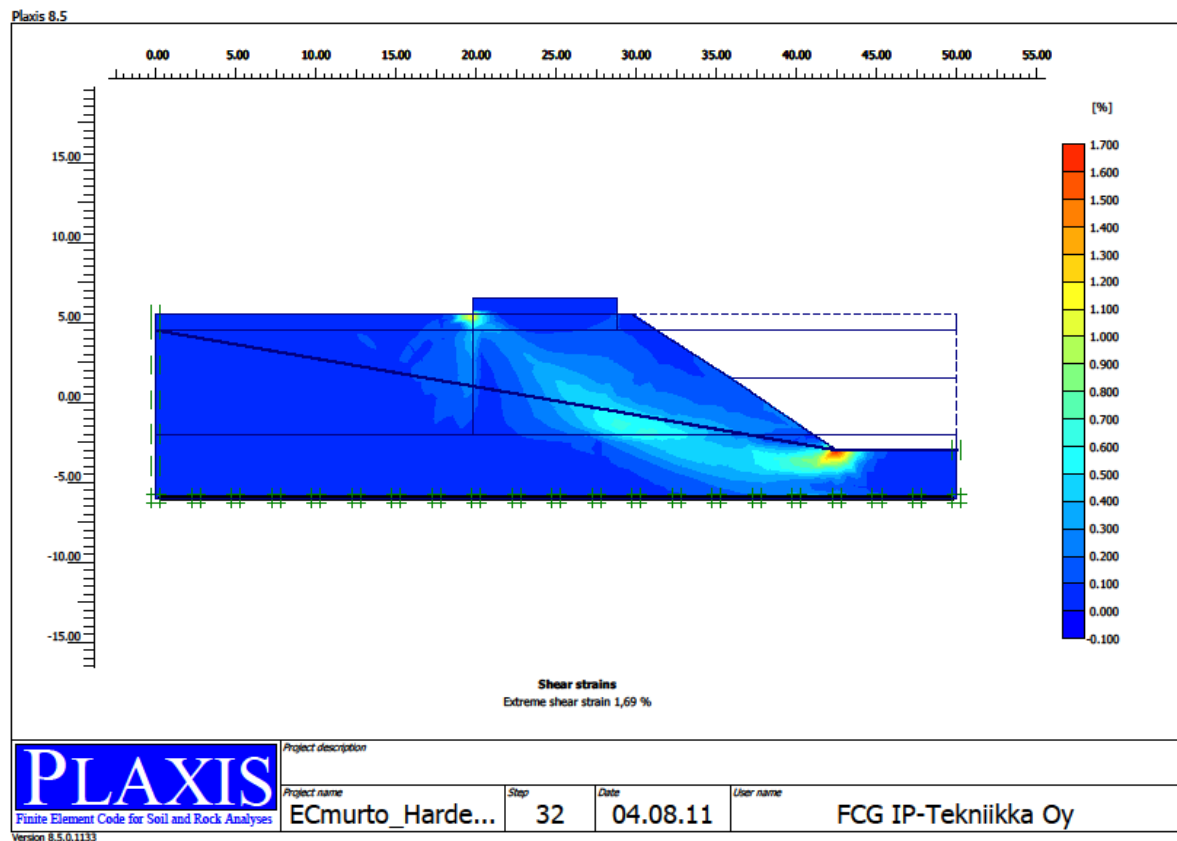
Kuva 5.9. Elementtilaskelmien tulokset, laskenta ominaisarvoilla M-C -mallilla



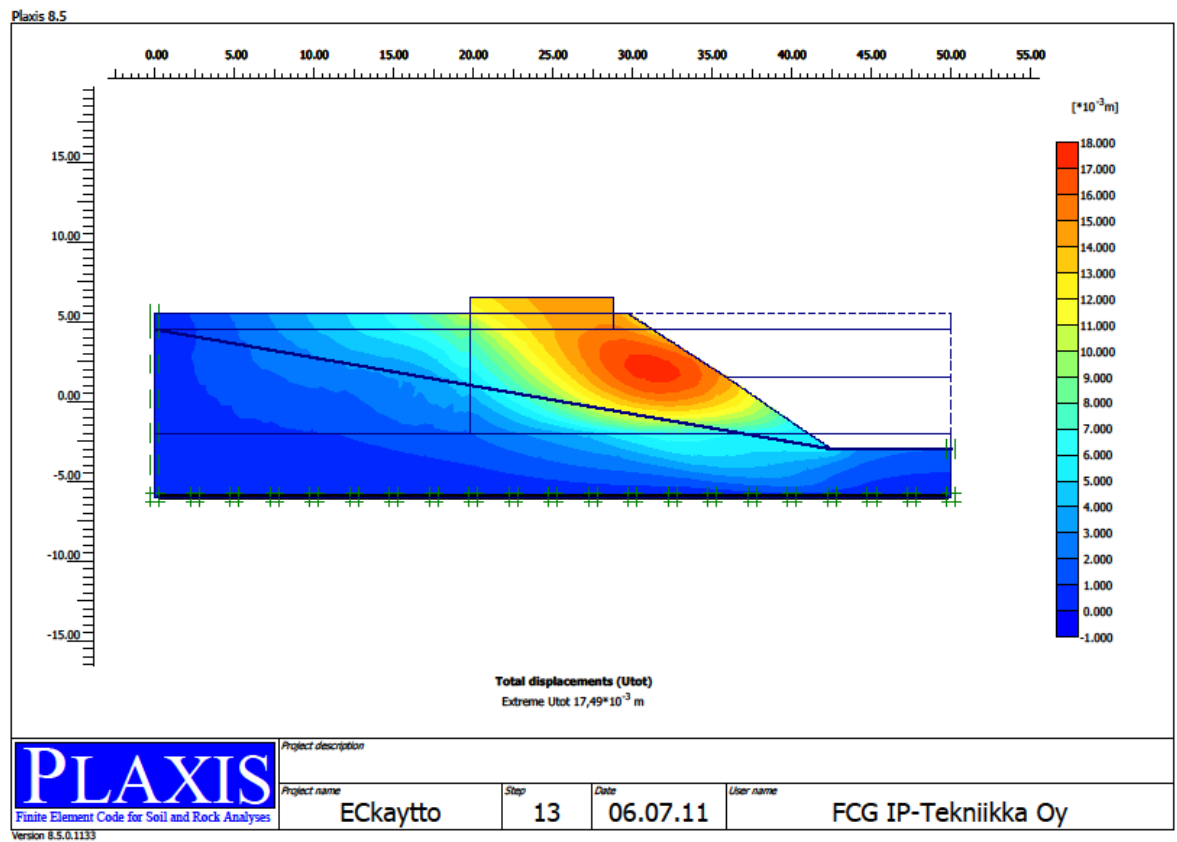
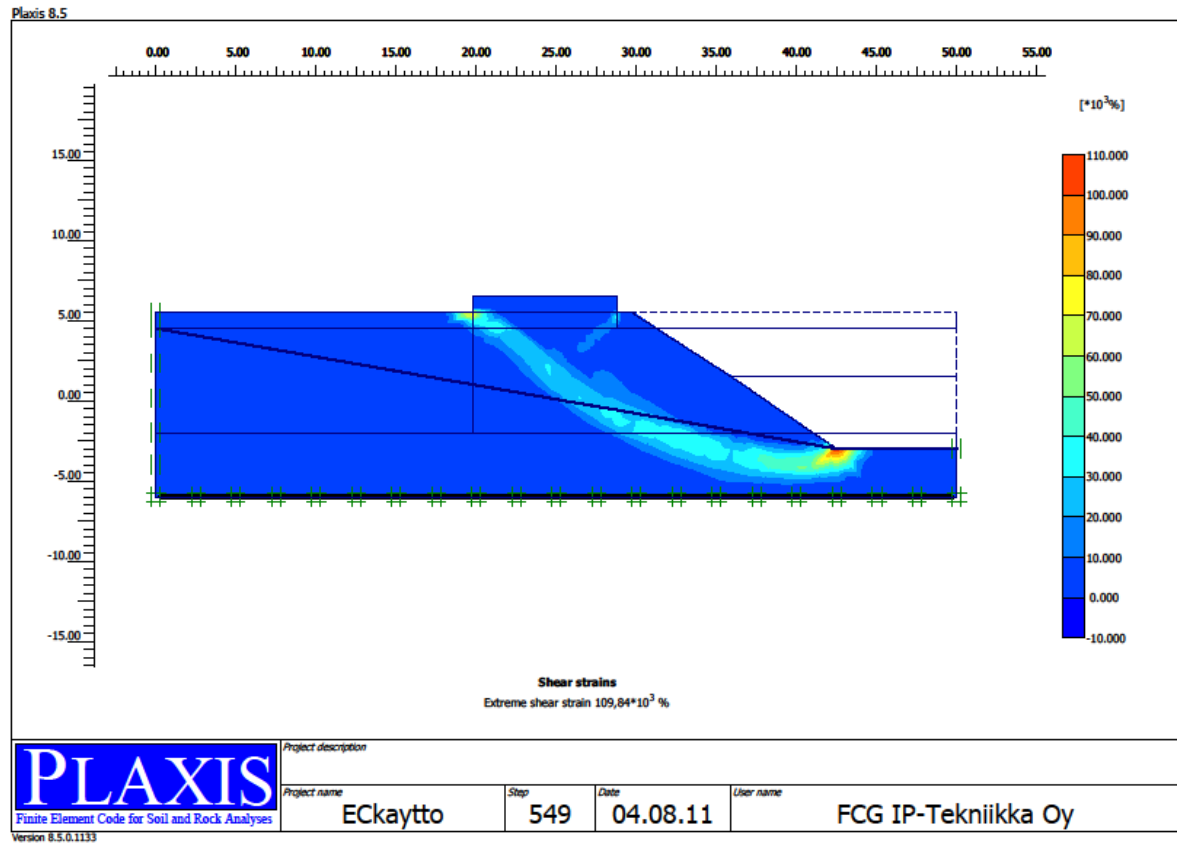
Kuva 5.10. Elementtilaskelmien tulokset, laskenta ominaisarvoilla HS -mallilla



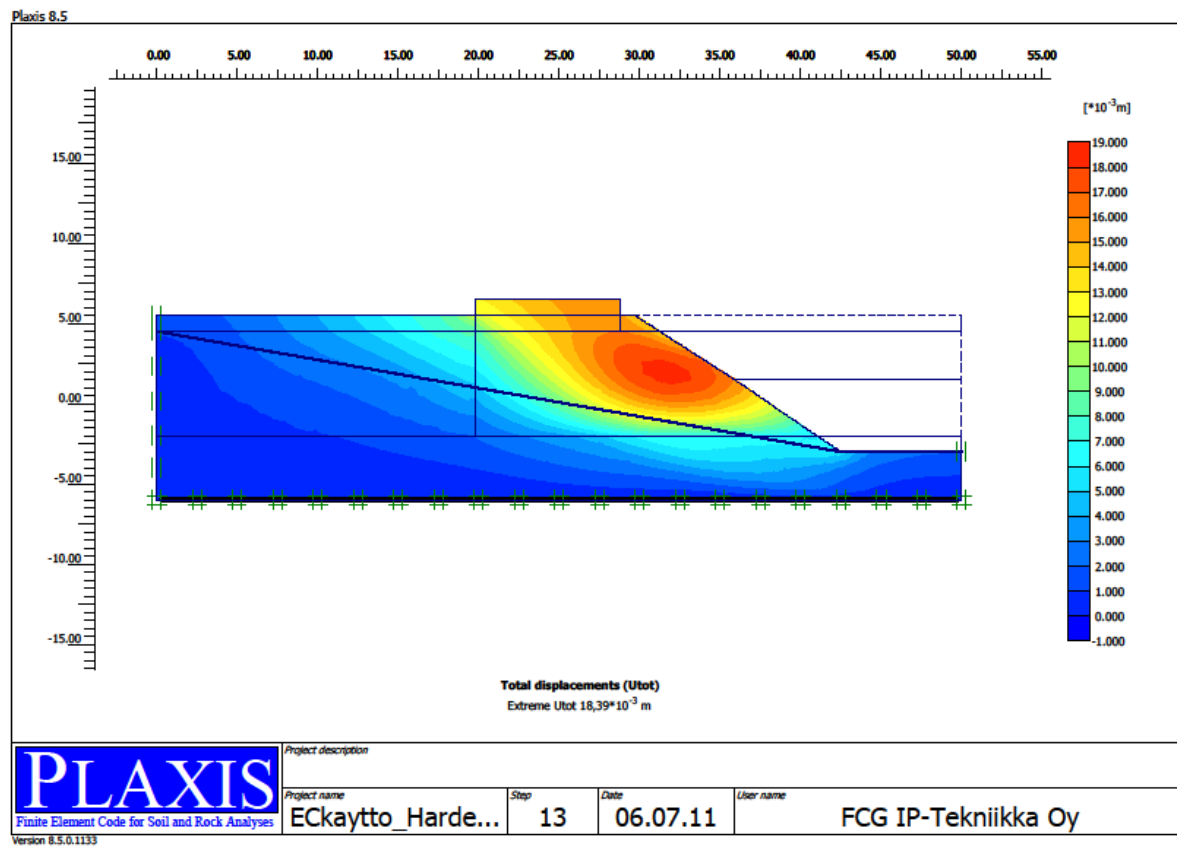
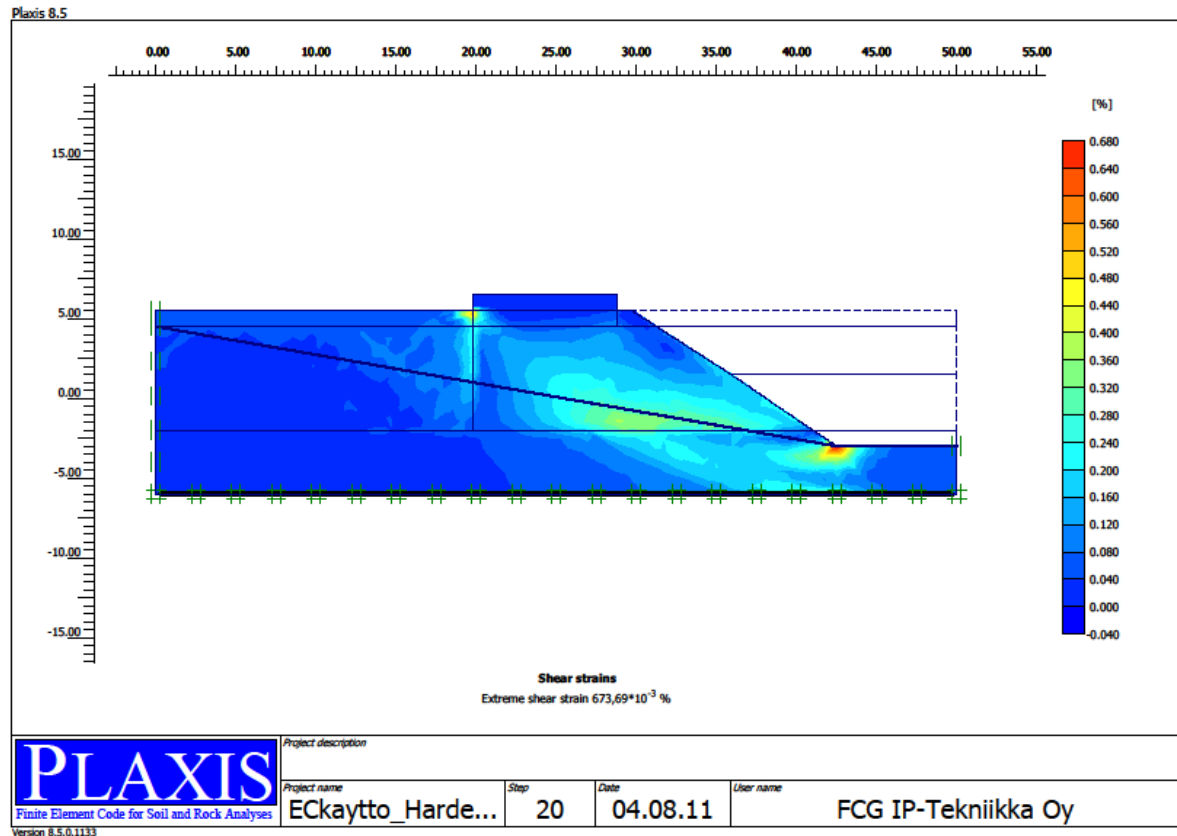
Kuva 5.11. Elementtilaskelmien tulokset, eurokoodin murtorajatilatarkastelu M-C -mallilla



Kuva 5.12. Elementtilaskelmien tulokset, eurokoodin murtorajatilatarkastelu HS -mallilla



Kuva 5.13. Elementtilaskelmien tulokset, eurokoodin käyttörajatilatarkastelu M-C -mallilla



Kuva 5.14. Elementtilaskelmien tulokset, eurokoodin käyttörajatilatarkastelu HS -mallilla

Ominaisarvoilla tehty laskelma, jossa materiaalimallina käytettiin Mohr–Coulombia, tuotti vaarallisimman liukupinnan kokonaisvarmuudeksi arvon 1,804, joka oli tuloksena ihanteellinen. Luiskaan muodostui selkeä liukupinta, joka kulki moreenikerroksen kautta. Siirtymät muuttuvan kuorman alueella olivat runsaan 10 mm:n luokkaa ja maanpinnalla, kuorman vasemmalla puolella hieman alle 10 mm. Kymmenisen metrin päässä kuorman reunasta siirtymiä ei käytännössä enää ollut. Ominaisarvoilla tehty laskelma edusti samalla RATO 3:n mukaista mitoitusta sekä uutta eurokoodin käyttörajatilatarkastelua. Sama laskelma tehtiin myös käyttäen stabiloimattomalle savelle Hardening Soil -mallia. Peruslaskenta suoritettiin ominaisarvoilla, mutta stabiliteettilaskentaa varten jouduttiin nyt tekemään heikennettyjä materiaaleja, joita vaihdettiin peruslaskennan jälkeen alkuperäisten materiaalien tilalle. Näin saatiin kokonaisvarmuuden arvoksi 1,771, joka on hieman pienempi kuin M–C -laskelman tulos eikä yltänyt vaaditulle tasolle 1,8. Liukupinta muodostui kutakuinkin samaan paikkaan, mutta ei ollut yhtä selkeärajainen. Siirtymät olivat 2 – 3 mm suurempia kuin M–C -laskelmassa.

Eurokoodin murtorajatilatarkastelut tehtiin niin ikään M–C- ja HS -malleilla. Mallin lähtöparametreiksi syötettiin valmiiksi osavarmuusluvuilla heikennetyt lujuusparametrit; muodonmuutos- ja muut parametrit pidettiin ennallaan. Ensimmäisessä stabiliteettilaskelmassa käytettiin automaattista lujuuden pienentämismenetelmää, ja toisessa lujuutta pienennettiin manuaalisesti. Laskenta ei eronnut ominaisarvoilla tehdyistä laskennoista muutoin kuin lähtöparametrien osalta. Nyt peruslaskennan tulos ei ollut oleellinen, sillä käyttörajatilatarkastelu tehtiin jo edellä käyttäen ominaisarvoja. Stabiliteetin ylimitoituskertoimeksi saatiin M–C -mallilla 1,416 ja HS -mallilla 1,425, jotka olivat hyvin lähellä toisiaan ja enemmän kuin riittävät murtorajatilan varmuudeksi. Liukupintojen paikat eivät muuttuneet edellisiin nähden. Voidaan todeta, että mikäli ominaisarvoja käyttäen lasketut siirtymät ovat sallituissa rajoissa, kaivannon mitoitus on riittävä eurokoodin mukaan. RATO 3:n mukaisella mitoituksella tähän ei täysin ylletty.

Lisähuomiona mainittakoon, että murtorajatilassa viimeisen kaivuvaiheen jälkeiset siirtymät olivat molemmilla malleilla laskettuna vain 1 – 2 mm suurempia kuin todelliset, ominaisarvoilla lasketut siirtymät. Vaikka nämä tulokset eivät ole oleellisia, niistä nähdään kuitenkin se edellä mainittu seikka, että lujuusparametrien vaikutus muodonmuutoksiin on vähäinen.

Vertailun vuoksi tehtiin vielä käyttörajatilatarkastelut molemmilla materiaalimalleilla käyttäen samaa korotettujen osavarmuuslukujen menetelmää kuin GeoCalc -laskelmissa. Mallien lähtötiedoiksi syötettiin nyt korotetuilla osavarmuusluvuilla heikennetyt parametrit. M–C -mallilla ylimitoituskertoimeksi saatiin 1,106 ja HS -mallilla 1,059. Liukupintojen paikat ja muodot olivat jälleen samankaltaiset, tosin HS -laskelman tuottama liukupinta ei ollut yhtä selkeä kuin aiemmissa laskelmissa. Siirtymät olivat samaa suuruusluokkaa kuin ominaisarvolaskelmissa. Tilanne täytti siis eurokoodin mitoitusvaatimukset myös näin laskettuna.

Taulukko 5.5. Elementtilaskelmien tuloksena saadut ylimitoituskertoimet ja kokonaissiirtymät (u_{max}) ominaisarvoilla laskettuna

Plaxis				
	RATO 3	EC murtorajatila	EC käyttörajatila	u_{max} (mm)
Mohr-Coulomb	1,000	1,416	1,106	14,5
Hardening Soil	0,984	1,425	1,059	17,0

Taulukkoon 5.5 on koottu elementtilaskentojen tulokset. Ominaisarvolaskelmien tuloksena saadut kokonaisvarmuudet on muutettu ylimitoituskertoimiksi jakamalla tulosarvot minimikokonaisvarmuudella 1,8. Näin saatu ylimitoituserroin ei täysin vastaa eurokoodilaskelmien tuloksena saatua ylimitoituserrointa, mutta mahdollistaa numeerisen vertailun menetelmien välillä. Taulukossa alle 1,0:n jäävät tulokset kertovat siis alimitoituksesta ja 1,0:n ylittävät tulokset ylimitoituksesta. Ainoa tapaus, jossa vaadittuun varmuuteen ei päästy, on RATO 3:n mukainen laskelma, jossa käytettiin HS -mallia.

6. JOHTOPÄÄTÖKSET

6.1. Laskentatulosten vertailu

Taulukkoon 6.1 on koottu kaikkien tässä työssä tehtyjen stabiliteettilaskelmien tulokset mukaan lukien sekä GeoCalc- että Plaxis -laskelmat. Kaikki ominaisarvoilla lasketut kokonaisvarmuudet jäivät noin kaksi sadasosaa alle vaaditun tuloksen, lukuun ottamatta M–C -mallilla saatua tulosta, joka oli juuri ja juuri riittävä. Täten esimerkkitapauksen mitoitus ei ollut RATO 3:n mukaan aivan riittävä, vaikkakin hyvin lähelle päästiin.

Sen sijaan eurokoodin mukainen mitoitus oli riittävä kaikilla käytetyillä laskentatavoilla ja -malleilla. Murtorajatilatarkastelujen ylimitoituserroin oli luokkaa 1,4 ja käyttörajatilassa noin 1,1. Eroa ohjelmien ja materiaalmallien välisissä tuloksissa oli hyvin vähän – samaan tulokseen päästiin ohjelmasta riippumatta enintään muutaman sadasosan tarkkuudella. Liukupinnatkin muodostuivat samoihin paikkoihin. Mielenkiintoisempaa oli eri mitoitusapojen välille syntyneet erot: tässä tapauksessa eurokoodimitoitus antoi korkeamman ylimitoituskertoimen kuin RATO 3 jokaisessa laskelmassa johtaen siihen lopputulokseen, että eurokoodin mukaan mitoitus oli riittävä ja RATO 3:n mukaan ei.

Taulukko 6.1. Kaikki stabiliteettilaskentojen tulokset

	RATO 3	EC murtorajatila	EC käyttörajatila
Bishop's simplified	0,983	1,400	1,070
Janbu's simplified	0,983	1,390	1,070
Morgenstern-Price	0,978	1,390	1,070
Mohr-Coulomb	1,000	1,416	1,106
Hardening Soil	0,984	1,425	1,059

6.2. Päätelmät

Eurokoodin mukaisten stabiliteettilaskelmien murtorajatilatarkastelut johtavat väistämättä aiemmin totuttua pienempään varmuustasoon, mikäli lujuusparametreina käytetään tehokasta

koheesiota ja leikkauskestävyyskulmaa. Tästä johtuen myös käyttörajatila on syytä tarkastaa joka tapauksessa. Eurokoodissa esitetty korotettujen osavarmuuslukujen menetelmä on erittäin yksinkertainen tapa varmistaa, että siirtymät pysyvät sallituissa rajoissa. Menetelmä sopii käytettäväksi erityisesti silloin, kun stabiliteettilaskelmat tehdään lamellimenetelmällä. Suunnittelijan vastuulle jää valita oikean luotettavuusluokan mukaiset osavarmuusluvut sekä käyttörajatilan mitoittavat kuormat ja vesiolosuhteet.

Tämän työn päätavoitteena oli selvittää, miten eurokoodi soveltuu elementtimenetelmällä tehtävään stabiliteettilaskentaan. Tutkimuksen pohjalta voidaan todeta, että laskenta on eurokoodin mukaan hieman hankalampaa kuin kokonaisvarmuusmenetelmällä. Eurokoodin mukaan mitoittaessa käyttörajatilatarkastelu voidaan tehdä edelleen ominaisarvoilla, mutta murtorajatilatarkastelua varten joudutaan tekemään erillinen laskelma, jonka lähtötiedoiksi annetaan osavarmuusluvuilla heikennetyt lujuusparametrit. Murtorajatilatarkastelu voidaan tehdä ominaisarvoilla vain, jos kaikki mallin lujuusparametrit ovat joko ainoastaan suljettuja tai tehokkaita, ja ulkoisia kuormia ei ole vaikuttamassa. Käytännössä murtorajatilatarkastelu kannattaa tehdä kopioimalla ominaisarvoilla tehty laskelma ja muuttamalla sen lujuusparametreja ja tarvittaessa kuorman suuruutta. Näin syntyneen laskelman lopputuloksena saadaan stabiliteetin ylimitoituskertoimen, jonka on oltava vähintään kuin 1,0.

Kun elementtilaskenta tehdään käyttäen jotakin M–C -mallia hienostuneempaa materiaalmallia, oikeiden parametrien syötössä on oltava erityisen huolellinen. Aluksi tehdään peruslaskenta, jonka lähtöparametreina annetaan ominaisarvot. Siirtymiä tarkastellaan peruslaskennan lopputuloksena. Sen jälkeen kopioidaan peruslaskelma, ja vaihdetaan uuden tiedoston lujuusparametrit mitoitusarvoihin. Menettely on tähän mennessä sama kuin M–C -mallia käytettäessä; seuraava vaihe vaatii tarkkaavaisuutta. Laskentavaiheiden perään lisätään uusia vaiheita, joissa lujuutta pienennetään manuaalisesti. Materiaaleiksi vaihdetaan nyt tietyillä kertoimilla heikennettyjä mitoitusarvoja – ominaisarvoja ei saa käyttää murtorajatilatarkasteluissa muutoin kuin edellisessä kappaleessa mainituissa erikoistapauksissa.

Käyttörajatila voidaan tarvittaessa tarkastaa myös korotettuja osavarmuuslukuja käyttäen. Tällöin laskenta etenee samalla tavalla kuin murtorajatilatarkastelussa, mutta lujuusparametrit ovat erilaisia. Elementtimenetelmällä käyttörajatilatarkastelu tehdään kuitenkin yleensä

laskemalla siirtymät ominaisarvoja käyttäen, joten korotettujen osavarmuuslukujen käyttö ei ole tarpeellista.

Mainittakoon vielä, että käytettäessä Plaxis -ohjelman Soft Soil- ja Soft Soil Creep -malleja, M -parametri on sovitettava leikkauskestävyyskulman mukaan. Kun mitoitus tehdään eurokoodilla, M -parametrin sovituksen käytetään leikkauskestävyyskulman mitoitusarvoa. Tähän työhön liittyvissä laskelmissa ei käytetty kyseisiä malleja, joten M -parametrin redusointiin ei paneuduttu tarkemmin.

Työn loppupäätelmänä voidaan todeta, että eurokoodi tuo elementtipohjaiseen stabiliteettilaskentaan uutuutena tarpeen kahteen erilliseen laskentaan. Lisäksi useimmissa tapauksissa lähtöparametrit täytyy redusoida ennen ohjelmaan syöttämistä. Manuaalinen lujuuden pienentäminen on työlästä kokonaisvarmuusmenettelyssäkin, ja sitä eurokoodin käyttö hankaloittaa entisestään. Muutoin itse laskenta ei juuri eroa kokonaisvarmuusmenettelystä.

6.3. Ehdotus jatkotoimenpiteistä

Tässä työssä tehdyn esimerkkikohteen vaarallisimmat liukupinnat muodostuivat kaikissa laskelmissa suurin piirtein samaan paikkaan. Lujuusparametrien muuttaminen voi kuitenkin joissain tapauksissa muuttaa liukupinnan paikkaa ja muotoa oleellisesti. Olisi hyödyllistä tutkia, millaisissa tapauksissa näin voi tapahtua, jotta ”vaaran paikat” osattaisiin tunnistaa jo ennalta.

Toinen mahdollinen tutkimuskohde olisi edellisessä alaluvussa mainittu M -parametrin redusointi ja sen vaikutus laskentatuloksiin. Tätä voitaisiin tutkia analysoimalla SS- tai SSC -mallille soveltuvaa tapausta, esimerkiksi pengertä pehmeiköllä.

LÄHDELUETTELO

- Brinkgreve R.B.J. 2002. Plaxis Version 8, Material Models Manual.
- Cheng Y. 2005. Slope 2000 stability theory manual. Hong Kong Polytechnic University. Hong Kong.
- Cheng Y.M. et al. 2006. Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. Computers and Geotechnics. Vol. 34. No. 3. s 137-150.
- Griffiths D.V. & Lane P.A. 1999. Slope stability analysis by finite elements. Geotechnique. Vol. 49. No. 3. s 387-409.
- Liikennevirasto. 2010 A. Eurokoodin soveltamisohje, geotekninen suunnittelu – NCCI7. Liikenneviraston ohjeita 32/2010. Liikennevirasto. Helsinki.
- Liikennevirasto. 2010 B. Syvästabiloinnin suunnittelu, Tien pohjarakenteiden suunnitteluohjeet. Liikenneviraston ohjeita 11/2010. Liikennevirasto. Helsinki.
- Länsivaara T. 2009. Eurokoodi ja sen soveltaminen Suomessa: Kokonaisvakavuus. Opetusmoniste. Tampere
- Mansikkamäki J. 2009. Olemassa olevien ratapenkereiden stabiliteetin laskenta elementtimenetelmällä. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 9/2009. Ratahallintokeskus. Helsinki.
- Ratahallintokeskus RHK. 2006. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 10/2006. Ratahallintokeskus. Helsinki.
- Ratahallintokeskus RHK. 2008. Ratatekniset ohjeet (RATO), osa 3 Radan rakenne. Ratahallintokeskus. Helsinki.
- RIL 121-2004, Pohjarakennusohjeet. 2004. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Helsinki.
- RIL 207-2009, Geotekninen suunnittelu, Eurokoodin EN1997-1 suunnitteluohje. 2009. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. Helsinki.
- Slunga E. 1990. Luku 14 Maa- ja kallioluiskien vakavuus. In: Mäkelä H. RIL-157-2 Geomekaniikka II. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. s. 358-377. Helsinki.
- Slunga E. 2009. Eurokoodi ja sen soveltaminen Suomessa: Eurokoodi 7:n taustaa. Opetusmoniste. Espoo
- Vepsäläinen P. 1990. Luku 20 Atk geomekaniikassa. In: Mäkelä H. RIL-157-2 Geomekaniikka II. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. s 358-377 & 382-406. Helsinki.

Vepsäläinen P. 2009 A. Eurokoodi 1997 ja sen soveltaminen Suomessa: Tukiseinät, tukimuurit ja noste. Opetusmoniste. Espoo

Vepsäläinen P. 2009 B. Maamekaniikan erikoiskurssi. Opetusmoniste. Espoo

Vepsäläinen P. 2010 A. Geotekniikan numeeriset menetelmät. Opetusmoniste. Espoo

Vepsäläinen P. 2010 B. Geotekninen suunnittelu. Opetusmoniste. Espoo

Liite 1**Mohr–Coulombin materiaalmallin myötöfunktiot ja plastiset potentiaalfunktiot**

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi' - c' \cos \varphi' \leq 0$$

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi$$

Liite 3

Elementtilaskennoissa käytetyt maaparametrit, laskenta eurokoodin mukaan, murtorajatilatarkastelu

Mohr-Coulomb EC murtorajatila										
Kerros	Nimi	Malli	γ	c'_{red}	ϕ'_{red}	S_{ured}	ψ	kx	ky	E
			(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)			(Mpa)
0	Kuorma	Linear elastic	13	-	-	-	-	non-porous	non-porous	1000
1	kuSa	M-C	17,5	-	-	21,43	0	2,40E-08	1,20E-08	40
2	Sa	M-C	15	6,72	9,49	-	0	2,40E-09	1,20E-09	1,5
3	Sa+pilarit	M-C	15,5	19,6	17,07	-	0	2,40E-09	1,20E-09	9,7
4	Mr	M-C	20	1	32,01	-	0	1,00E+00	1,00E+00	60

Hardening Soil EC murtorajatila										
Kerros	Nimi	Malli	γ	c'_{red}	ϕ'_{red}	S_{ured}	ψ	k_x	k_y	E
			(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)			(Mpa)
0	Kuorma	Linear elastic	13	-	-	-	-	non-porous	non-porous	-
1	kuSa	M-C	17,5	-	-	21,43	0	2,40E-08	1,20E-08	-
2	Sa	H-S	15	6,72	9,49	-	0	2,40E-09	1,20E-09	1500
3	Sa+pilarit	M-C	15,5	19,6	17,07	-	0	2,40E-09	1,20E-09	-
4	Mr	M-C	20	1	32,01	-	0	1,00E+00	1,00E+00	-

ν

E

E_{oed}

E_{ur}

E_{50}

E

ν

ν

ν

ν

ν

ν

ν

ν

ν

ν

Liite 4

Elementtilaskennoissa käytetyt maaparametrit, laskenta eurokoodin mukaan, käyttörajoitilatarkastelu

Mohr-Coulomb EC käyttörajoitila										
Kerros	Nimi	Malli	Y	C' _{red}	φ' _{red}	S _{ured}	ψ	k _x	k _y	E
			(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)			(Mpa)
0	Kuorma	Linear elastic	10	-	-	-	-	non-porous	non-porous	1000
1	kuSa	M-C	17,5	-	-	16,67	0	2,40E-08	1,20E-08	40
2	Sa	M-C	15	5,09	7,22	-	0	2,40E-09	1,20E-09	1,5
3	Sa+pilarit	M-C	15,5	14,85	13,1	-	0	2,40E-09	1,20E-09	9,7
4	Mr	M-C	20	0	25,34	-	0	1,00E+00	1,00E+00	60

Hardening Soil EC käyttörajoitila										
Kerros	Nimi	Malli	Y	C' _{red}	φ' _{red}	S _{ured}	ψ	k _x	k _y	E ₅₀
			(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)	(°)			(Mpa)
0	Kuorma	Linear elastic	10	-	-	-	-	non-porous	non-porous	-
1	kuSa	M-C	17,5	-	-	16,67	0	2,40E-08	1,20E-08	-
2	Sa	H-S	15	5,09	7,22	-	0	2,40E-09	1,20E-09	1500
3	Sa+pilarit	M-C	15,5	14,85	13,1	-	0	2,40E-09	1,20E-09	-
4	Mr	M-C	20	0	25,34	-	0	1,00E+00	1,00E+00	-

E _{ur}	E _{oed}	E	ν							
(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)								
-	-	1000	-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	40	-	-	-	-	-	-	-	0,15
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,35
4500	3000	-	-	-	-	-	-	-	-	0,3
-	-	9,7	-	-	-	-	-	-	-	0,35
-	-	60	-	-	-	-	-	-	-	0,35

Liite 5

GeoCalc -laskennoissa käytetyt maaparametrit

GeoCalc RATO 3					
Kerros	Nimi	γ	c'	φ'	s_u
		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	kuSa	17,5	-	-	30
2	Sa	15	8,4	11,8	-
3	Sa+pilarit	15,5	24,5	21	-
4	Mr	20	0	38	-

GeoCalc EC murtorajatila					
Kerros	Nimi	γ	c'_{red}	φ'_{red}	s_{ured}
		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	kuSa	17,5	-	-	21,43
2	Sa	15	6,72	9,49	-
3	Sa+pilarit	15,5	19,6	17,07	-
4	Mr	20	0	32,01	-

GeoCalc EC käyttörajatila					
Kerros	Nimi	γ	c'_{red}	φ'_{red}	s_{ured}
		(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(kPa)
1	kuSa	17,5	-	-	16,67
2	Sa	15	5,09	7,22	-
3	Sa+pilarit	15,5	14,85	13,1	-
4	Mr	20	0	25,34	-